

DER BAUINGENIEUR ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. K. SATTLER / BERLIN
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

PRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG
3. JAHRGANG NOVEMBER 1958 HEFT 11

BAUSTAHLGEWEBE

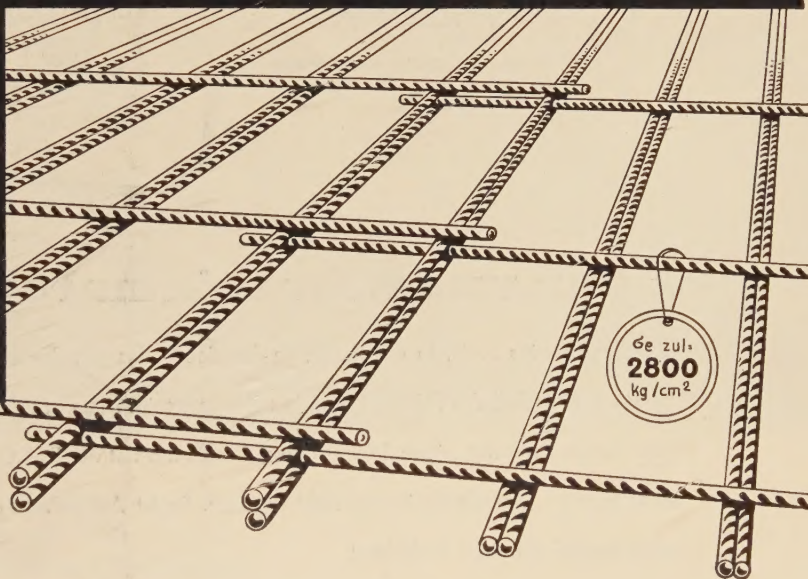
LAGERMATTEN

Matten- bezeich- nung	Abstände		Durchmesser		Stahlquerschnitt		Gewicht		Ausführung
	Längs- stäbe	Quer- stäbe	Längs- stäbe	Quer- stäbe	Längs- stäbe	Quer- stäbe	je Matte	je m ²	
ohne									
N 47	150	150	3,0	3,0	0,47	0,47	8,2	0,76	glatt
N 94	100	100	3,4	3,4	0,91	0,91	15,5	1,44	
N 141	75	75	3,0	3,0	0,94	0,94	16,0	1,49	
N 185	50	50	2,5	2,5	0,98	0,98	16,6	1,54	
N 141	50	30	3,0	3,0	1,41	1,41	23,9	2,22	gerippt
Q 139	100	100	4,2	4,2	1,39	1,39	23,7	2,20	
Q 186	150	150	6,0	6,0	1,88	1,88	32,9	3,08	
Q 237	100	100	5,0	5,0	1,96	1,96	33,5	3,12	
R 185	150	150	7,0	7,0	2,57	2,57	44,7	4,16	gerippt
	150	250	6,0	4,2	1,88	0,56	21,3	1,98	
Q 92	150	150	4,2/4,0	4,2	0,92	0,92	15,7	1,46	
Q 139	150	150	4,6/4,0	4,2	1,31	1,31	20,6	1,92	
Q 158	150	150	5,5/4,0	5,5	1,58	1,58	24,2	2,25	gerippt
Q 185	150	150	4,2/4,0	6,0	1,85	1,88	28,2	2,62	
Q 222	150	150	5,0/4,0	7,0	2,62	2,57	39,0	3,63	
Q 262	150	150	6,0/4,0	8,5	3,77	3,78	57,0	5,30	
Q 377	150	150	6,0/4,0	6,5	3,77	3,78	57,0	5,30	mit
R 92	150	250	4,2/4,0	4,2	0,92	0,56	12,6	1,17	
R 111	150	250	4,6/4,0	4,2	1,11	0,56	13,9	1,29	
R 131	150	250	5,0/4,0	4,2	1,31	0,56	15,2	1,41	
R 158	150	250	4,6/4,0	4,2	1,68	0,56	17,5	1,63	mit
R 185	150	250	4,2/4,0	4,2	1,85	0,56	18,8	1,75	
R 222	150	250	5,0/4,0	4,2	2,62	0,56	24,7	2,30	
R 262	150	250	6,0/4,0	4,2	3,77	0,56	35,5	3,30	
R 317	150	250	5,5/4,0	4,6	3,17	0,66	29,9	2,78	mit
R 377	150	250	6,0/4,0	5,0	3,77	0,78	35,5	3,30	
R 443	150	250	6,4/4,0	5,5	4,43	0,95	41,9	3,90	mit

BAUSTAHLGEWEBE - Lagermatten: Länge = 5,00 m, Breite = 2,15 m

jetzt auch mit gerippten Doppelstäben

ERHÖHTE HAFTUNG · GERINGERER STAHLVERBRAUCH



BAUSTAHLGEWEBE

IN STÄNDIG STEIGENDER ANWENDUNG

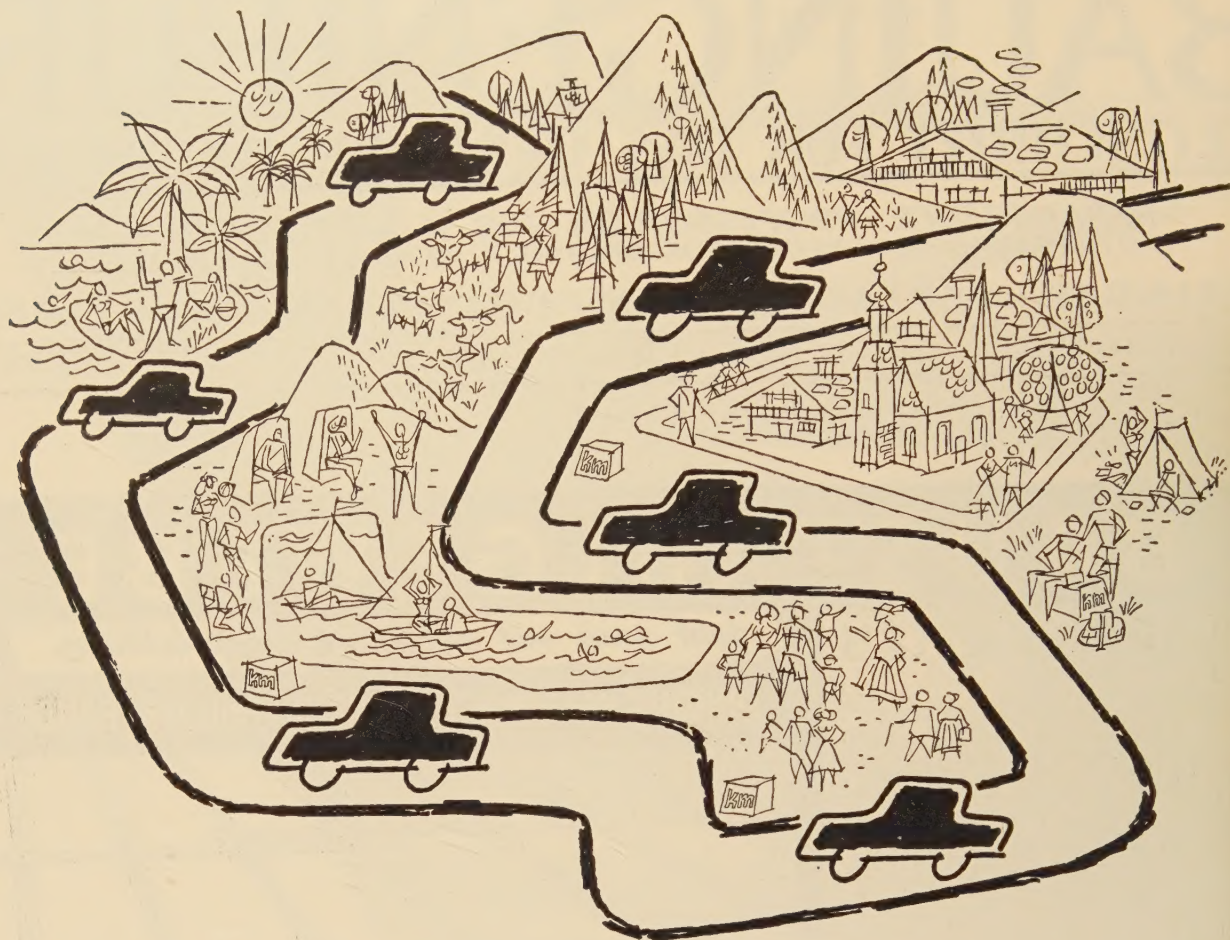
IM STAHLBETONBAU

ERLANGEN SIE UNSERE DRUCKSCHRIFTEN

BAUSTAHLGEWEBE GMBH DÜSSELDORF

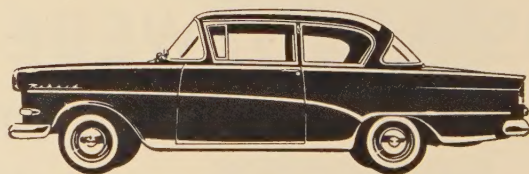
SAMMELRUF: 58 51





Dann und wann einmal entspannen...

Hinausfahren ins Freie, in die Berge, an den See – das gibt den ersehnten Ausgleich zur gewohnten Tätigkeit. Nur darf das Fahren keine Anstrengung sein. Man wünscht sich breite Sitze, weiche Polster, eine leichte Lenkung, einen leisen Motor. Genau das hat der REKORD! Man hat Platz genug, Kofferraum genug... großartig ist die Sicht rundum. So ist Autofahren ein Vergnügen. – Erleben Sie es selbst einmal auf einer Probefahrt.



REKORD

OPEL

der Zuverlässige

DM **6385.-** a.W.

Sonderausstattung gegen Mehrpreis

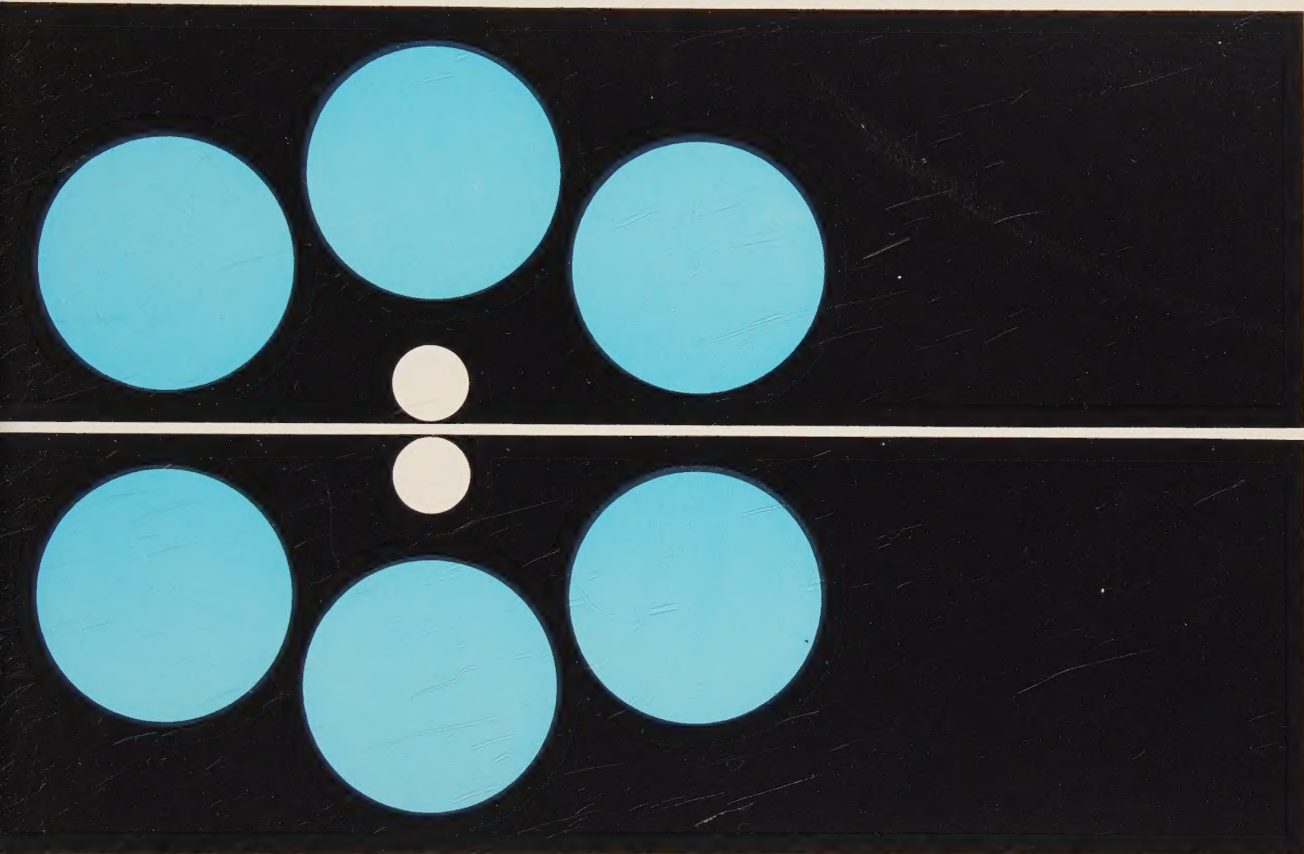
ADAM OPEL AG • RUSSELSHEIM AM MAIN

Günstige Finanzierungsmöglichkeiten durch unsere ALLGEMEINE FINANZIERUNGS-GESELLSCHAFT MBH.

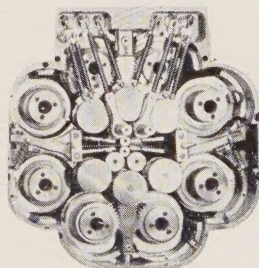
Einzigartig in Deutschland



**Senzimir
kaltgewalzt**



Nach mehr als vierjähriger Vorbereitungsarbeit wurde von den DEW das erste Senzimir-Kaltwalzwerk auf deutschem Boden in Betrieb genommen. Zwei Arbeitswalzen von nur 40 mm Durchmesser leisten in einem System vieler Stütz- und Antriebswalzen höchste Präzisionsarbeit. In einem nahezu vollautomatischen Produktionsgang ermöglichen sie die Lieferung kaltgewalzter, rostfreier Breitbänder und Bleche in Qualitäten, wie sie bisher in Deutschland nicht herzustellen waren. Das Breitband bietet darüber hinaus neue, günstigere Verarbeitungsmöglichkeiten. Für Profile, Beschläge, Verkleidungen und Spülbecken aus „rostfrei“ ist das Zeichen REMANIT eine Qualitätsgarantie.



DEUTSCHE EDELSTAHLWERKE AKTIENGESELLSCHAFT KREFELD



Ministerium Lima (Peru)

23 Geschosse, Höhe 86 m, Stahlkonstruktion = 3100 t

Entwurf: M · A · N, Lieferung: M · A · N, GHH, Krupp

Montage: M · A · N

M · A · N

VERWALTUNGSBAUTEN · GESCHÄFTSHÄUSER

INDUSTRIEBAUTEN · FLUGZEUGHALLEN

BAHNHOFSHALLEN · STAHLFUNDAMENTE

MASCHINENFABRIK AUGSBURG - NÜRNBERG AG. WERK GUSTAVSBURG

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. K. SATTLER / BERLIN
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT
VERLAG: RINGIER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

JAHRGANG NOVEMBER 1958 HEFT 11

Inhaltsübersicht

Seite

K 624.073.041.6 : 69.058.2 : 621.817.39 <i>Dipl.-Ing. W. Andrä u. Prof. Dr.-Ing. F. Leonhardt,</i> <i>Stuttgart:</i> Einfaches Verfahren zur Messung von Momenten- einflußflächen bei Platten. Mit 23 Abbildungen	407
K 624.072.21 : 624.04 <i>Dipl.-Ing. W. Steinbach,</i> Beitrag zur Stabilität des Kragträgers Mit 5 Abbildungen	414
K 624.153.525 : 624.131.52 <i>Dipl.-Ing. Otto Müller-Main, Baurat a. D.,</i> <i>Saarbrücken:</i> Aufnahmevermögen kreisringförmiger Fundamente für Moment und Normalkraft bei gegebener größter Bodenpressung. Mit 2 Abbildungen	419
K 624.131.3 : 55 : 627.842 : 621.311.21 (496) <i>Dr. rer. nat. H. Stark, Ankara:</i> Geologie des Druckstollens des Hazarsee-Kraftwerkes bei Elazig. Mit 2 Abbildungen	421
K 627.432.4 <i>Prof. Dr. Paul Cicin, Wien:</i> Die Fischbauchklappe und verwandte Wehrsysteme Mit 17 Abbildungen	425

Kurze Technische Berichte

K 624.92.012.45/.46 : 725.4 : 663.4 Mann- und Stahlbeton beim Bau einer Brauerei Mit 6 Abbildungen	432
K 624.623 : 69.057.58 Muß die Einrüstung von Massivbrücken eine provi- sorische Arbeit bleiben? Mit 2 Abbildungen	434
K 69.058 : 691.32 : 620.179.16 Die Diskussion über die Prüfung von Beton mit Ultraschall	434
K 62.007.2 : 331.69 (71) Die Stellung der Ingenieure in Kanadas Aufbau	436
K 624.21.012.46.034.4 : 627.17 (73) Die Spann betonbrücke über den Pontchartrain-See Mit 3 Abbildungen	437
K 627.82 (282.271.5 : 73) Der Bau des Trinity-Dammes in Kalifornien (USA) Mit 3 Abbildungen	438
Verhandlungen	439
Erscheinungen	441
Verschiedenes Baurat von Marnitz 70 Jahre, S. 441 — 50 Jahre deutscher Ausschuß für Stahlbau, S. 442 — Zuschrift zum Aufsatz Andrä, Leonhardt und Krieger, S. 443. Mitteilungen aus der Industrie Größtes Tiefschütz, S. 444 — Schutz für Betonböden, S. 444 — DEMAG-Bagger im Untertagebetrieb, S. 444 Autoschütter mit Sandreifen, S. 444.	

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen.

Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-Ing. K. Sattler,

Technische Universität Berlin,
Lehrstuhl für Stahlbau

(1) Berlin-Charlottenburg 2, Hardenbergstr. 3.

Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,

(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten an die

Schriftleitung „Der Bauingenieur“,

Berlin-Wilmersdorf,
Heidelberger Platz 3,
Springer-Verlag.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten. Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Nachdruck: Mit der Annahme des Manuskripts erwirbt der Verlag das ausschließliche Verlagsrecht für alle Sprachen und Länder. Im „Bauingenieur“ erscheinende Arbeiten dürfen vorher an anderer Stelle nicht veröffentlicht sein und auch später nicht anderweitig veröffentlicht werden.

Photographische Vervielfältigungen, Mikrofilme, Mikrophote von ganzen Heften, einzelnen Beiträgen oder Teilen daraus sind ohne ausdrückliche Genehmigung des Verlages nicht gestattet.

Die Wiedergabe von Gebrauchsnamen, Handelsnamen, Warenbezeichnungen usw. in dieser Zeitschrift berechtigt auch ohne besondere Kennzeichnung nicht zu der Annahme, daß solche Namen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz-Gesetzgebung als frei zu betrachten wären und daher von jedermann benutzt werden dürften.

Erscheinungsweise: Monatlich.

Bezugspreis: Vierteljährlich DM 12,— (Einzelhefte DM 4,50) zuzüglich Postgebühren. — Für Studierende ermäßigt sich der Bezugspreis auf DM 9,— vierteljährlich zuzüglich Zustellgebühren. — Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar. — Bestellungen nimmt jede Buchhandlung, jedes Postamt oder der Verlag entgegen.

Anzeigen nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3, Westberlin, Fernspr.: Sammelnummer 83 03 01) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3,

Fernsprecher: Sammelnummer 83 03 01.

Heidelberg, Neuenheimer Landstraße 28—30,

Fernsprecher: 2 79 01—4.

Abb. 2. Wohnhausdecke für eine große Anzahl gleicher Reihenhäuser.

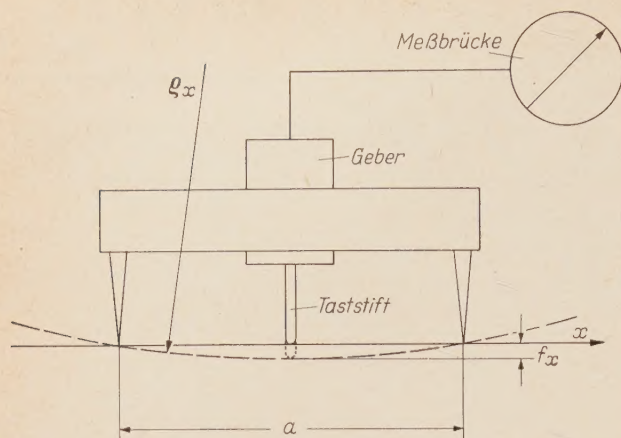


Abb. 3. Übliche Anordnung zur Messung von Krümmungen, Geber in Basis-Mitte.

In der y -Richtung ist entsprechend

$$f_y = \frac{a^2}{8 \cdot \rho_y} \quad (2a)$$

Gleichung (1) und (2) ergibt

$$m_x = \frac{E d^3}{12 (1 - \mu^2)} \cdot \frac{8}{a^2} (f_x + \mu \cdot f_y), \quad (3)$$

oder mit

$$K_1 = \frac{8 \cdot E d^3}{12 \cdot a^2 (1 - \mu^2)} \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}} \right], \quad (4)$$

$$m_x = K_1 (f_x + \mu f_y). \quad (5)$$

Entsprechend in y -Richtung

$$m_y = K_1 (f_y + \mu f_x). \quad (5a)$$

Die Konstante K_1 ist dabei abhängig vom Elastizitätsmodul E und der Querdehnungszahl μ des gewählten Modellwerkstoffes (z. B. Gießharz, Aluminium usw.), von der Stärke der Modellplatte d und der Größe der Meßbasis a .

Auf Abb. 4 ist ein Krümmungsmesser zu sehen. In einen Metallkörper ist der Geber („induktive Verlagerungsaufnehmer PR 9310“ von Philips) so eingeschraubt, daß der Taststift mit den feststehenden Stiften der Meßbasis eine Gerade bildet.

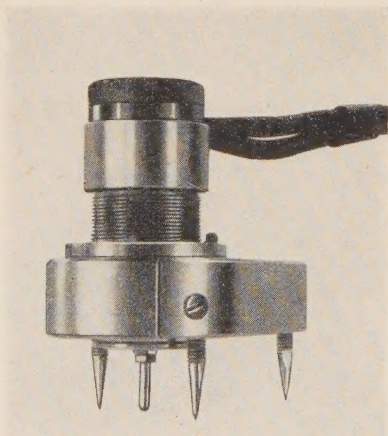


Abb. 4. Krümmungsmesser mit elektrischem Geber.

Der dritte Stift dient nur zur Stabilisierung des Metallkörpers. Die Abmessungen des Aufnehmers ermöglichen eine Meßbasis von 3 cm. Eine Verschiebung des Taststiftes wird auf die direkt anzeigende Meßbrücke MG 5536/02, ebenfalls von Philips, übertragen. Mit dieser Meßbrücke können sechs verschiedene Meßbereiche eingeschaltet werden:

Bereich	größter Meßwert	Meßwert eines Skalenteiles
1	± 1 mm	0,02 mm = $20 \cdot 10^{-3}$ mm
2	$\pm 0,3$ mm	0,01 mm = $10 \cdot 10^{-3}$ mm
3	$\pm 0,1$ mm	0,002 mm = $2 \cdot 10^{-3}$ mm
4	$\pm 0,03$ mm	0,001 mm = $1 \cdot 10^{-3}$ mm
5	$\pm 0,01$ mm	0,0002 mm = $0,5 \cdot 10^{-3}$ mm
6	$\pm 0,003$ mm	0,0001 mm = $0,1 \cdot 10^{-3}$ mm

Die vom Meßbereich unabhängige Meßgenauigkeit 1 Skalenteil erlaubt mit sehr kleinen Verformungen arbeiten, so daß Einflüsse zweiter Ordnung (z. B. Membranwirkung oder dgl.) ausgeschaltet sind.

Einen Eindruck von den Möglichkeiten bei Ausnützung aller Meßbereiche gibt die weiter unten beschriebene Einflußfläche für eine Auflagerkraft (Abb. 23).

Das zu untersuchende Modell muß möglichst wirklichkeitsgetreu gelagert werden. Im Falle der Abb. 1 wurde die Form der Platte im Maßstab 1 : 50 aus einer 3 mm starken Velodurplatte (Al-, Zn-, Mg-, Cu-Legierung) geschnitten. 24 teils feste, teils als Pendel wirkende Lagerpunkte wurden auf einem stabilen Stahl Tisch abgestützt. Vorlasten in den Auflagerbereichen verhindern eine Änderung

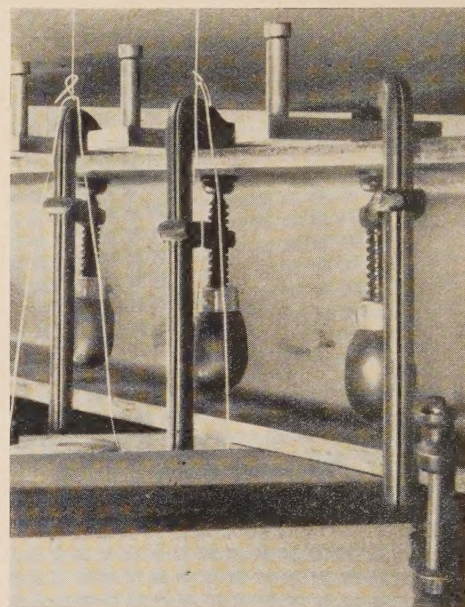


Abb. 5. Modellplatte für Bleichinselbrücke Heilbronn, Modelluntersicht mit Pendellagern.

der Lagerbedingungen bei negativen Lagerreaktionen (Abb. 5 und 6).

Um die Hauptmomente für einen Plattenpunkt bestimmen zu können, müssen die Biegemomente in 3 verschiedenen beliebigen Richtungen ermittelt werden. Bei der Berechnung eines Biegemomentes sind aber schon Messungen zweier Krümmungen in zwei rechtwinklig einander stehenden Richtungen notwendig. Damit werden für die Beurteilung eines Plattenpunktes die Messungen von mindestens 4 Krümmungen für jede Laststellung erforderlich. Zweckmäßig werden die Krümmungen in den 4 Richtungen $\alpha_1 = 0^\circ$, $\alpha_2 = 45^\circ$, $\alpha_3 = 90^\circ$ und $\alpha_4 = 135^\circ$ gemessen. Zwei Richtungen stehen jeweils rechten Winkel zueinander. Weil die Summe der Momente in zwei rechtwinklig zueinander stehenden Richtungen konstant sein muß, ergibt sich folgende Möglichkeit zur Kontrolle der Messungen:

$$f_1 + \mu \cdot f_3 = f_2 + \mu \cdot f_4.$$

Der Krümmungsmesser wird nun in dem vorgesehenen Plattenpunkt in einer bestimmten Richtung, z. B. α_1 aufgebaut. In den Kreuzpunkten eines festgelegten Raster wird nacheinander die Last P aufgebracht und jedesmal der Wert f_1 abgelesen. Dann wird das gleiche für

hierzu rechtwinklige Meßrichtung α_3 wiederholt. Damit und für jeden Rasterpunkt die Werte f_1 und f_3 bekannt, bildet man jetzt die Ausdrücke $(f_1 + \mu \cdot f_3)$ für das

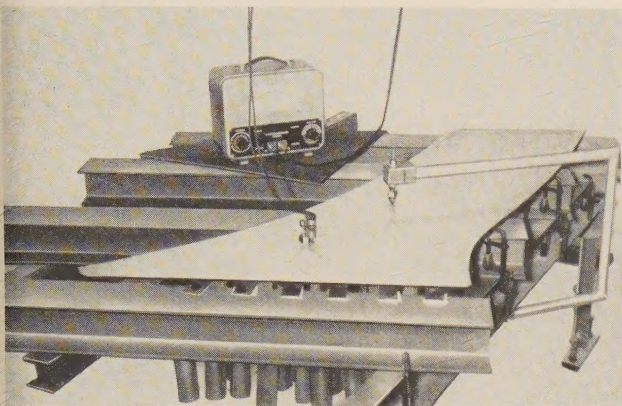


Abb. 6. Modellplatte für Bleichinselbrücke Heilbronn.

Moment in der Richtung α_1 und $(f_3 + \mu \cdot f_1)$ für das Moment in der Richtung α_3 , so sind die Ordinaten der beiden Momenteneinflußfelder in jedem Rasterpunkt, bezogen auf den untersuchten Plattenpunkt, bekannt. Für die Einheitslast $P = 1 \text{ kg}$ ist die Eichgröße einer solchen Einflußfläche

$$c = \frac{K_1}{P} \left[\frac{1}{\text{cm}} \right] \quad (6)$$

die entspricht dem Beiwert $c = \frac{1}{8\pi}$ bei den bekannten Einflußfeldern“ von Pucher [3].

Aufzeichnen von Einflußlinien in Form von Höhenlinien

Um aus den so ermittelten Einzelordinaten die Höhenlinien der Einflußflächen (Abb. 17—19) zu bekommen, muß der Verlauf der Höhenlinien durch Interpolieren gefunden werden. Das ist meist eine mühsame Arbeit, vor allem, wenn das Bauwerk unsymmetrisch und der Verlauf der Höhenlinien schwer abzuschätzen ist.

Um diese zeitraubenden Auswertarbeiten auszuschalten, wurden Meßgeräte und Meßtechnik so umgewandelt, daß die Messung unmittelbar die Höhenlinien der Einflußflächen liefert.

Hierzu war es notwendig, die Durchbiegungen f in zwei rechtwinklig zueinander stehenden Richtungen gleichzeitig messen zu können. Der Geber wurde so umgebaut, daß statt der Mittelordinate eines Bogenstückes die Randordinate gemessen wird (Abb. 7).

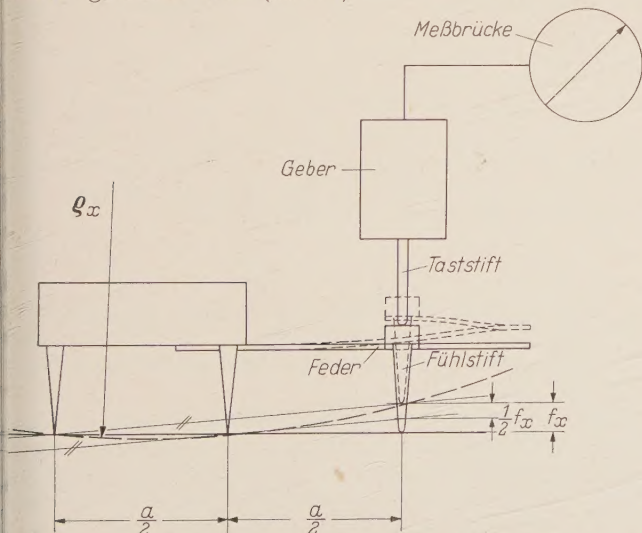


Abb. 7. Neue Anordnung zur Messung von Krümmungen, Geber über dem Basis-Ende.

Ein Fühlstift ist durch eine Feder an die zwei anderen starr miteinander verbundenen Stifte angeschlossen. Die Feder ist so ausgebildet, daß der Fühlstift sich nur in lotrechter Richtung bewegen kann. Die Länge der Meßbasis a bleibt damit stets konstant. Der Taststift des Aufnehmers sitzt unmittelbar über dem Fühlstift und überträgt die Durchbiegung f wieder auf die Meßbrücke.

Bei gleicher Voraussetzung wie (2) wird jetzt in der x -Richtung:

$$\frac{1}{\varrho_x} = \frac{4 \cdot f_x}{a^2} \quad (7)$$

und entsprechend in der y -Richtung

$$\frac{1}{\varrho_y} = \frac{4 \cdot f_y}{a^2} \quad (7a)$$

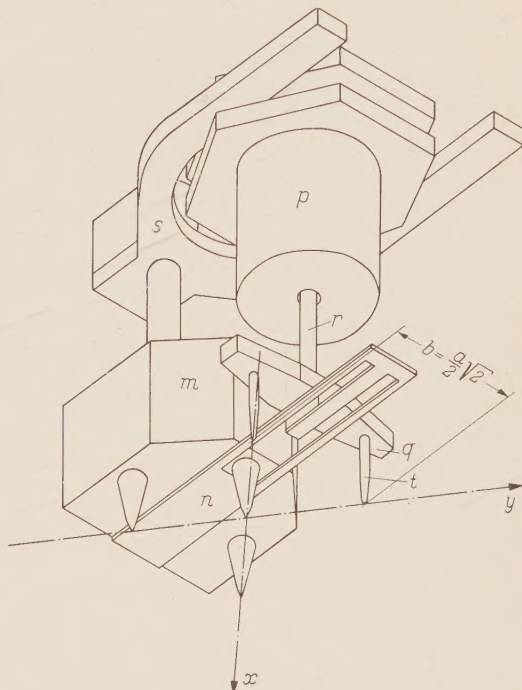


Abb. 8. Anordnung zur gleichzeitigen Messung der Krümmungen in zwei Richtungen. Geber über einer federnden Traverse.

m Metallkörper mit festen Stiften; n Feder; q starre Traverse; p elektrischer Geber; r Taststift; s Haltevorrichtung; t Fühlstift.

Das Gerät in Abb. 8² registriert beide Messungen gleichzeitig in folgender Weise: Ein Metallkörper m trägt für beide Richtungen x und y die starr miteinander verbundenen Stifte je im Abstand $a/2$ — dabei ist ein Stift als Achspunkt beider Richtungen gemeinsam (Abb. 8, 9 und 10).

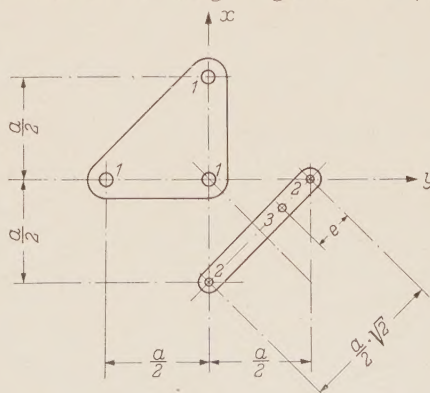


Abb. 9. Grundriß des Krümmungsmessers. Stellung des Taststiftes für Moment in y -Richtung.

1 feste Stifte am Metallkörper m ;
2 Fühlstifte t an der Traverse q ;
3 Taststift r am elektrischen Geber p .

² Das Gerät kann von der Firma Paul Kienzle, Apparate- und Modellbau, Stuttgart-Bad Cannstatt, Mercedesstr. 9, bezogen werden.

An der sehr drehweichen Feder n sind über eine Traverse q die Fühlstifte je im Abstand $a/2$ vom Achspunkt befestigt.

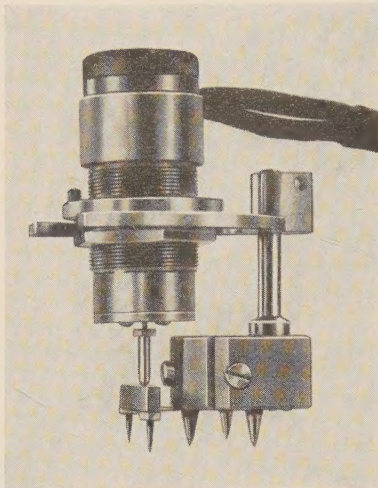


Abb. 10. Krümmungsmesser für zwei Richtungen mit elektrischem Geber

Der Taststift des Aufnehmers kann nun an jede beliebige Stelle der Traverse q gesetzt werden. Steht er unmittelbar über dem Fühlstift in x -Richtung, so wird nur die Krümmung in der x -Richtung, steht er unmittelbar über dem Fühlstift in der y -Richtung, nur die Krümmung in der y -Richtung gemessen. Der Taststift muß nun so eingestellt werden, daß eine Überlagerung die Querdehnzahl berücksichtigt. Der an der Meßbrücke abgelesene resultierende Wert r muß der Gleichung

$$r_x = K \cdot (f_x + \mu f_y) \quad (8)$$

bzw.

$$r_y = K \cdot (f_y + \mu f_x) \quad (8a)$$

genügen.

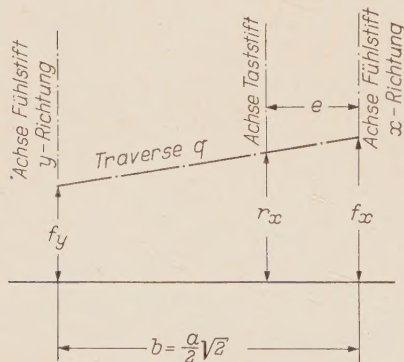


Abb. 11. Einstellung des Taststiftes bei gegebener Querdehnzahl für Moment in x -Richtung.

Mit den Bezeichnungen der Abb. 11 wird

$$r_x = \frac{b-e}{b} \left(f_x + \frac{e}{b-e} \cdot f_y \right) \quad (9)$$

Ist die Querdehnzahl μ bekannt, so folgt aus der Forderung

$$\mu = \frac{e}{b-e} \quad (10)$$

der Wert:

$$r_x = \frac{1}{1+\mu} (f_x + \mu \cdot f_y) \quad [\text{cm}]. \quad (11)$$

Bei Drehung des Meßgerätes um 90° ergibt sich entsprechend

$$r_y = \frac{1}{1+\mu} (f_y + \mu \cdot f_x) \quad [\text{cm}]. \quad (11a)$$

Die Entfernung e , die zwischen dem Fühlstift des Meßgerätes und dem Taststift des Aufnehmers auf der Tra-

verse eingestellt werden muß, beträgt mit Abb. 11 und Gleichung (10)

$$e = \frac{\mu}{1+\mu} \cdot \frac{a}{2} \sqrt{2}. \quad (1)$$

Mit Hilfe der Gleichungen (1), (7) und (11) ergibt sich jetzt das Plattenmoment aus dem Meßwert r_x bzw. r_y :

$$m_x = K_2 \cdot r_x \quad \text{bzw.} \quad m_y = K_2 \cdot r_y. \quad (1)$$

Dabei ist die Konstante

$$K_2 = \frac{E d^3}{3 \cdot a^2 (1-\mu)} \quad \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}} \right]. \quad (1)$$

Die Abhängigkeit der Konstante K_2 ist die gleiche wie in Gleichung (4). Mit dem Meßgerät nach Abb. 10 ist also die Ordinate des Einflußfeldes ohne zusätzliche Rechnung unmittelbar meßbar.

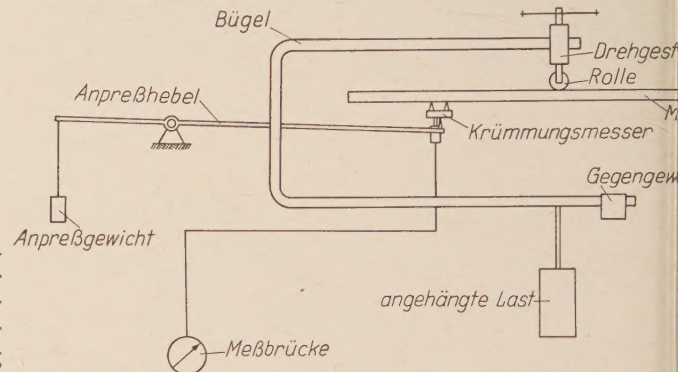


Abb. 12. Anordnung von Belastung und Krümmungsmesser.

In Abb. 12 ist die Belastungsanordnung abgebildet, die sich als praktisch erwiesen hat. Ein Bügel greift um das Modell herum und wird durch ein Gegengewicht in der Waage gehalten. Über eine Rolle, die mittels Kugellager in einem allseits drehbaren Gestell gelagert ist, wird die Last auf das Modell gebracht. Durch genau unter der Rolle angehängte Lasten kann das Gesamtgewicht so eingestellt werden, daß die Anzeige der Meßbrücke in den gewünschten Bereich fällt. Die Last kann mit Hilfe des Drehgestelles jeden beliebigen Punkt und jede beliebige Richtung erschütterungsfrei ansteuern.

Auf das Modell wird nun ein durchschreibendes Papier mit der Farbe nach oben gelegt. Darüber liegt ein Transparenzpapier. Das Meßgerät ordnet man über Kopf unter dem Meßpunkt in der gewünschten Richtung an und hält den Anpreßdruck mit Hilfe eines Hebelarmes gemäß Abb. 12 konstant. Die Last wird auf ein Lager gesetzt und die Meßbrücke auf Null gestellt. Jetzt müssen Linien gleicher Ordinaten r mit Hilfe des Fahrweges der Last auf das Transparenzpapier durchgezeichnet. Der mit der Durchführung der Messung Beauftragte hat also nur den Fahrweg der Last so einzurichten, daß für jede Linie die gewünschte Anzeige r an der Meßbrücke konstant bleibt. Bei einiger Übung ist die Einflußfläche für ein Biegemoment schnell und sicher zu erhalten. Ist die Belastung bei dieser Messung P (kg) gewesen, so ist die Eichgröße:

$$c = \frac{K_2}{P} \quad \left[\frac{1}{\text{cm}} \right]. \quad (1)$$

Abb. 13 zeigt eine Weiterentwicklung des Geräts von Abb. 10. Dieses Gerät wird an der Modellplatte angeschraubt, erfordert also keine Hebelkonstruktion wie Abb. 12.

Im Kreuzpunkt der x - und y -Richtung wird das ganze Gerät mit einer Schraube so stark an die Modellplatte angepreßt, daß die übrigen vier, über Federn angeschlossen, Basispunkte unter einer ausreichenden Vorspannung stehen.

Da der Basismittelpunkt festgehalten ist und bei Basisendpunkten als Fühlstifte ausgebildet sind, wird hier die Mittelordinate entsprechend Abb. 3 gemessen. Die Ver-

hebungen der Fühlstifte werden über ein Hebelsystem auf den Taststift des Gebers übertragen, daß wieder eine Überlagerung der x - und y -Ordinaten unter Berücksichtigung der Querdehnzahl erfolgt.

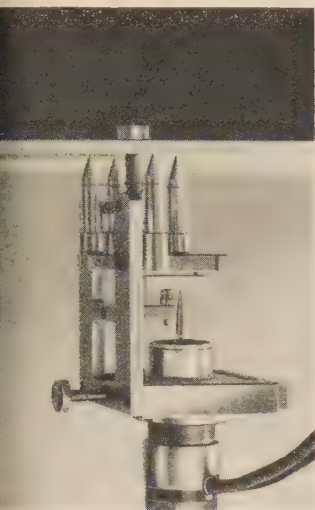


Abb. 13. Weiterentwicklung des Gerätes von Abb. 10.

Aus dem gleichen Material wie das Modell (d , E und μ müssen übereinstimmen) wird ein Streifen von der Breite b hergestellt. Der Streifen soll nicht breiter gewählt werden, als zum Aufstellen des Meßgerätes erforderlich ist. Das Verhältnis $l/b \geq 5$ soll sicherstellen, daß keine Quermomente auftreten. Zunächst muß die Entfernung e auf

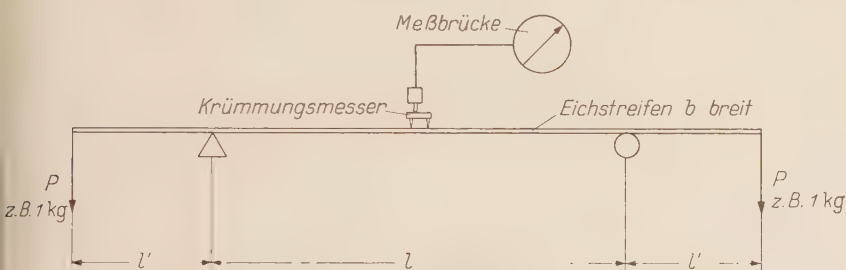


Abb. 14. Eicheinrichtung.

der Traverse eingestellt werden. Dazu wird das Meßgerät in Querrichtung aufgebaut und die Entfernung e so lange nachgestellt, bis bei Belastung kein Ausschlag an der Meßbrücke mehr erfolgt. Jetzt wird das Gerät in Längsrichtung aufgestellt und der Ausschlag r unter einer Last P

abgelesen. Mit den Bezeichnungen der Abb. 14 und Gleichung (13) wird

$$m = \frac{P \cdot l'}{b} = K_2 \cdot r; \quad K_2 = \frac{P \cdot l'}{r \cdot b} \quad \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}} \right]. \quad (16)$$

5. Vergleich der Messung mit der Rechnung

An einer quadratischen Aluminiumplatte mit $l = b = 40 \text{ cm}$, $d = 3,0 \text{ mm}$ wurden in $l/2$ die Momente m_x in den Achtpunkten der Breite gemessen. Am zugehörigen Eichstreifen mit $l' = 9 \text{ cm}$ und $b = 3,88 \text{ cm}$ gemäß Abb. 14 ergab sich mit den Kragarmlasten $P = 0,5 \text{ kg}$ an der Meßbrücke ein Ausschlag $r = 3,75 \cdot 10^{-4}$ (Mittelwert aus mehreren Messungen).

Die Konstante K_2 nach Gleichung (16) wird dann:

$$K_2 = \frac{0,5 \cdot 9,0 \cdot 10^4}{3,88 \cdot 3,75} = 0,308 \cdot 10^4 \quad [\text{kg/cm}].$$

Mit dem Gewicht der wandernden Einzellast bei der Plattenmessung von $P = 5,025 \text{ kg}$ folgt daraus die Eichgröße gemäß Gleichung (15) zu

$$c = \frac{K_2}{P} = \frac{0,308 \cdot 10^4}{5,025} = 0,0614 \cdot 10^4 \quad [1/\text{cm}].$$

Mit dieser Größe sind die an der Meßbrücke abgelesenen Ausschläge r_x (Dimension 10^{-4} cm) zu multiplizieren, um die Einflußwerte von m_x zu erhalten.

In der folgenden Abb. 15 sind die so ermittelten Einflußwerte für $P = 1$ in $l/2$ über den Punkten 5 bis 1 dargestellt. Um die Meßgenauigkeit zu überprüfen, wurden die Momentflächen $F = \int m_x \cdot db$ nach Newton ermittelt.

Sie müssen theoretisch jeweils den gleichen Wert $P \cdot l/4$ ergeben. Tatsächlich wurden die in die Flächen eingetragenen Beträge F erhalten, welche zwischen $0,97 \cdot P \cdot l/4$ und $1,03 \cdot P \cdot l/4$ liegen. Sie weichen maximal also nur 3 % von den theoretischen Werten ab.

Aus den gemessenen Einflußwerten sind in Abb. 16 die Einflußlinien der Momente m_x und m_y für den Plattenmittelpunkt gezeichnet (ausgezogene Linien). Zum Vergleich sind die entsprechenden Einflußlinien nach Olsen-

Reinitzhuber [5] gestrichelt eingetragen. Die Unterschiede betragen bei m_x maximal ca. 5 %. Bei m_y sind sie größer. Der Grund hierfür dürfte u. a. in den verschiedenen Querdehnzahlen $\mu = 0,35$ bei der Messung bzw. $\mu = 0,167$ bei Olsen-Reinitzhuber zu suchen sein.

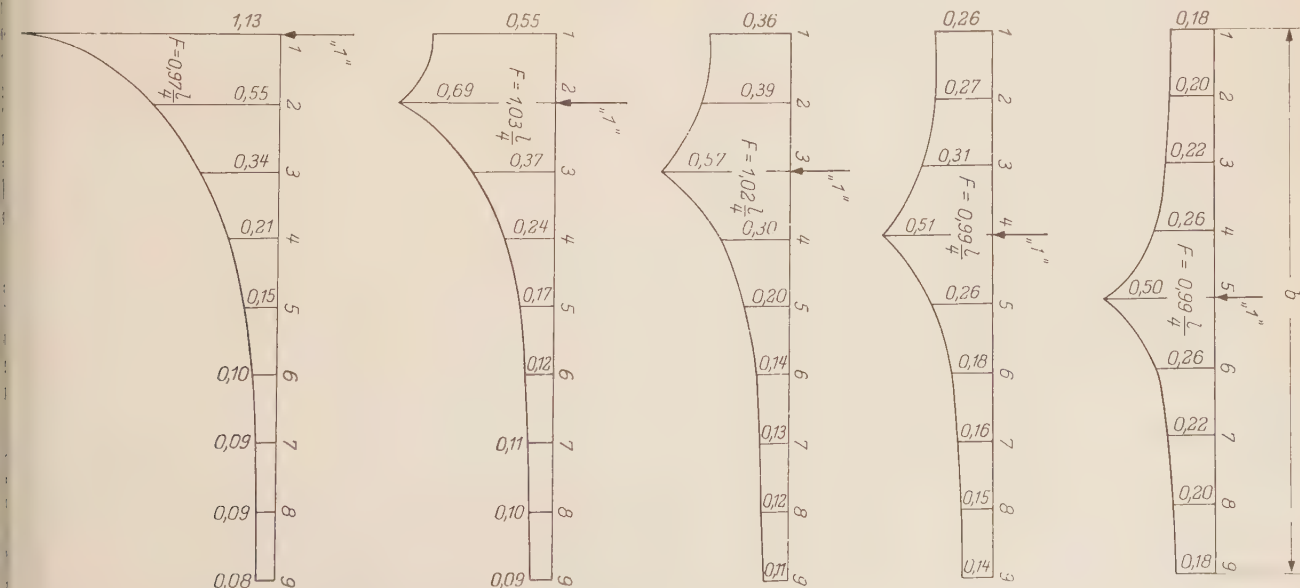


Abb. 15. Momente im Mittelschnitt einer quadratischen Platte mit $P = 1$ in den Punkten 1 bis 5.

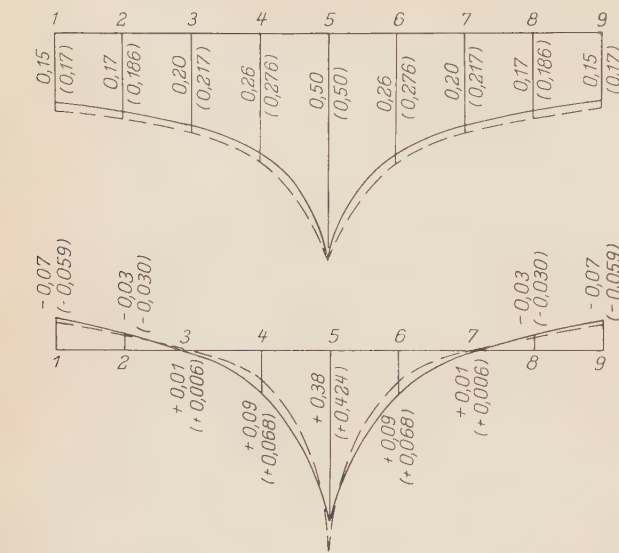


Abb. 16. Einflußlinie der Momente m_x und m_y im Plattenmittelpunkt. — Messung an Al.-platte $\mu \cong 0,35$; --- Rechnung nach Olsen-Reinitzhuber $\mu = 0,167$.

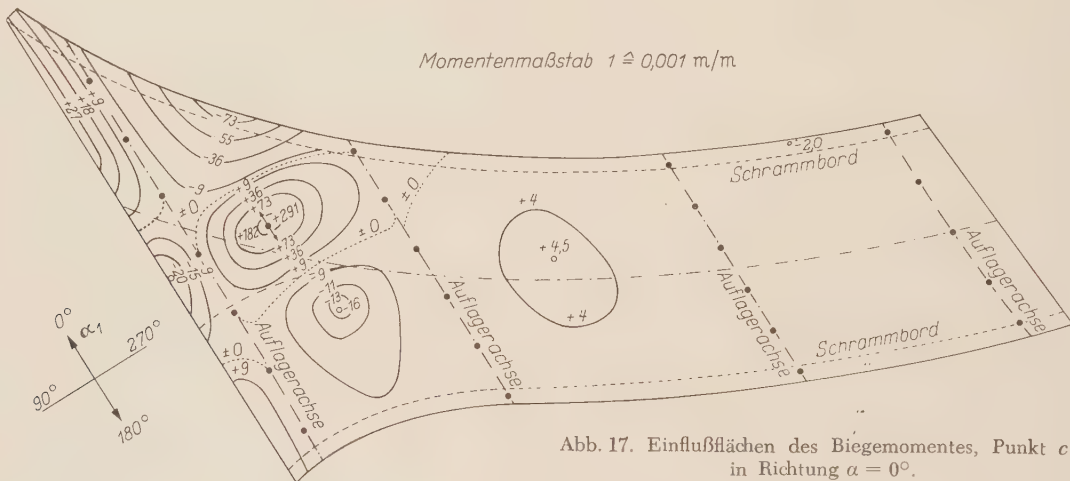


Abb. 17. Einflußflächen des Biegemomentes, Punkt c 2, in Richtung $\alpha = 0^\circ$.

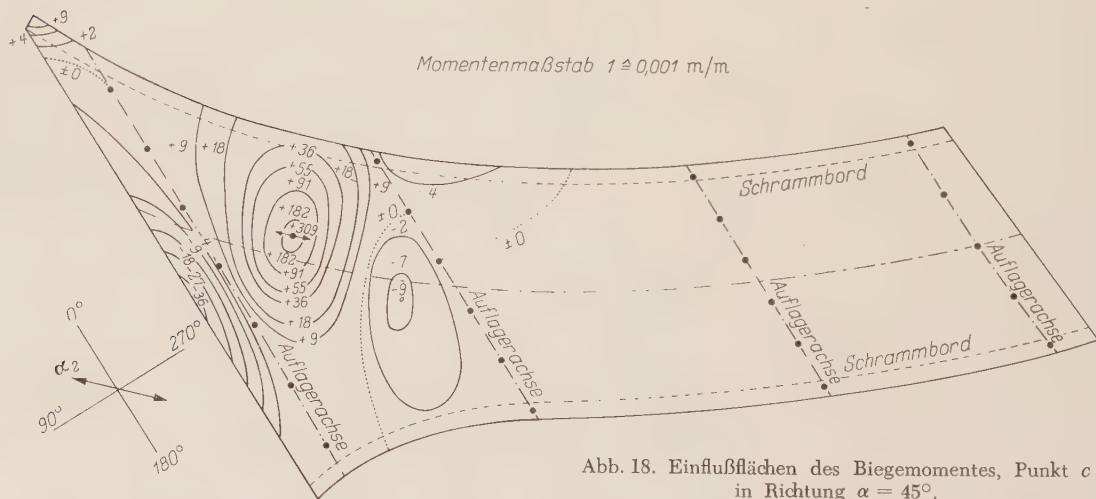


Abb. 18. Einflußflächen des Biegemomentes, Punkt c 2, in Richtung $\alpha = 45^\circ$.

6. Ermittlung der Hauptmomente und ihrer Richtungen aus den Einflußwerten

Die Abb. 17, 18 und 19 zeigen auf diese Art ermittelte Einflußflächen für die Biegemomente eines mit c_2 bezeichneten Plattenpunktes in den Richtungen 0° , 45° und 90° . Die Konstante K_2 wurde mit

$K_2 = 1319 \quad \text{kg/cm}$

ermittelt. Beträgt das Belastungsgewicht $P = 7,25 \text{ kg}$ und entspricht die Einflußordinate „1“ einem Ausschlag des Meßgerätes von $10^{-4} \text{ cm} = 1 \text{ Mikron}$, dann wird die Eichgröße für die Einflußfläche

$$c = \frac{1319}{7,25} \cdot 0,0001 = 0,0182 \quad \text{cm/cm.}$$

An Abb. 17 sind der Verlauf der Null-Linien, die schachtelartige Verteilung der vorzeichengleichen Einflußbereiche und die Ausbildung von Sätteln zwischen den Einflußbereichen besonders anschaulich.

Zur Berechnung der Hauptmomente muß zunächst das zu zwei rechtwinklig zueinander stehenden Biegemomenten m_{0° und m_{90° gehörige Drillmoment $m_{0,90}$ ermittelt werden. Es gilt [4]:

$$m_{45^\circ} = m_{0^\circ} \cdot \cos^2 45^\circ + m_{90^\circ} \cdot \sin^2 45^\circ + m_{0,90} \cdot \sin 2 \cdot 45^\circ$$
$$m_{0,90} = m_{45^\circ} - \frac{m_{0^\circ} + m_{90^\circ}}{2} \quad (17)$$

Daraus ergeben sich die Hauptmomente zu

$$m_{1,2} = \frac{m_{0^\circ} + m_{90^\circ}}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(m_{0^\circ} - m_{90^\circ})^2 + 4 \cdot m_{0,90}^2} \quad (18)$$

und die Richtung der Hauptmomente zu

$$\text{tg } 2\varphi = \frac{2 \cdot m_{0,90}}{m_{0^\circ} - m_{90^\circ}} \quad (19)$$

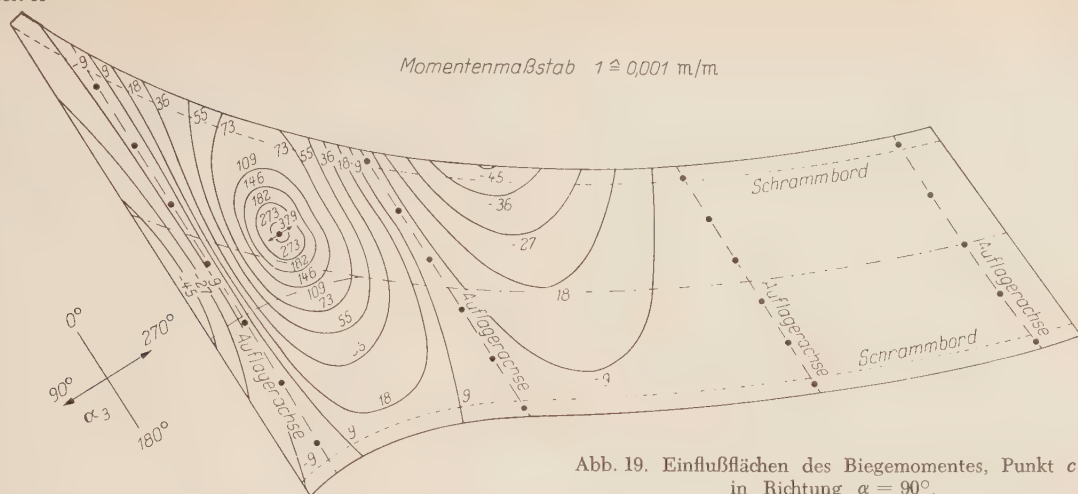


Abb. 19. Einflußflächen des Biegemomentes, Punkt c 2, in Richtung $\alpha = 90^\circ$.

Für eine Einzellast von 1 t im Punkt c 2 ergibt sich z. B. aus Abb. 17—19:

$$\begin{aligned} m_0 &= m_y = 0,0182 \cdot 16,0 = 0,291 \text{ mt/m} \\ m_{45} &= 0,0182 \cdot 17,0 = 0,309 \text{ mt/m} \\ m_{90} &= m_x = 0,0182 \cdot 20,8 = 0,379 \text{ mt/m} \\ m_{0,90} &= -0,026 \text{ mt/m} \\ m_1 &= 0,386 \text{ mt/m} \\ m_2 &= 0,284 \text{ mt/m} \end{aligned} \quad \varphi = 15,3^\circ.$$

Die Hauptmomentenrichtung weicht um rund 15° von der Normalen zur Lagerlinie ab, verläuft also unter $\alpha = 105^\circ$.

Für eine Gleichlast von 1 t/m^2 ergibt sich

$$\begin{aligned} m_0 &= 1,39 \text{ mt/m} \\ m_{45} &= 7,45 \text{ mt/m} \\ m_{90} &= 13,3 \text{ mt/m} \\ m_{0,90} &= 0,11 \text{ mt/m} \end{aligned}$$

Das Drillmoment ist ungefähr Null, die Hauptmomentenrichtung 90° .

In Abb. 20 und 21 sind Momenteneinflußflächen für zwei Punkte einer Wohnhausdecke dargestellt. Die unsymmetrischen Stützbedingungen waren durch eine Berechnung nicht mehr zu erfassen. Da die Decke im Zuge eines Siedlungsbaues mehrere hundertmal verwendet werden sollte, war eine genaue Bemessung für die Wirtschaftlichkeit des Gesamtprojektes erforderlich.

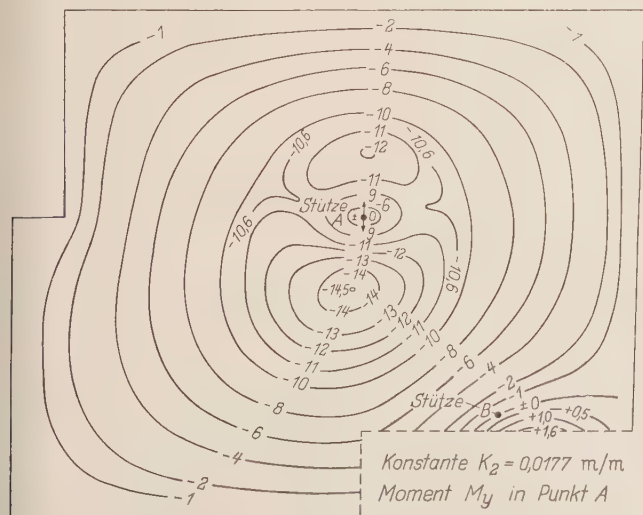


Abb. 20. Einflußfläche für Punkt A einer Wohnhausdecke.

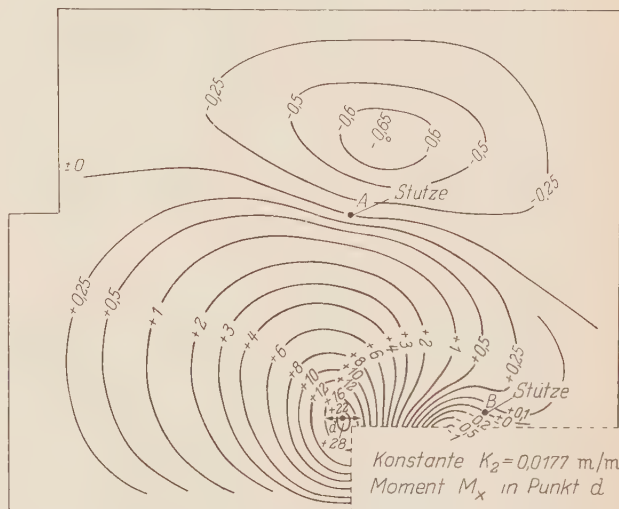


Abb. 21. Einflußfläche für Punkt d einer Wohnhausdecke.

Als Modellwerkstoff wurde auch hier eine Alu-Legierung (Optal 3) gewählt. Die Stützung der Decke — $5/6$ des Randes frei drehbar gelagert, der Rest des Randes nicht unterstützt, je eine Stütze in Deckenmitte und Mitte des freien Randes — wurde nachgebildet. Die Momentenfelder für einen Randpunkt und die Mittelstütze zeigen die vielseitigen Möglichkeiten des Meßverfahrens.

7. Einflußflächen von Auflager-Reaktionen

Die beschriebenen Geräte lassen sich auch zum Messen der Lagerreaktionen verwenden. Das Lager, dessen Einflußfläche gezeichnet werden soll, wird entfernt und statt dessen der Taststift des Verlagerungsaufnehmers unter der Platte angesetzt (Abb. 22). Jetzt können wieder die Linien

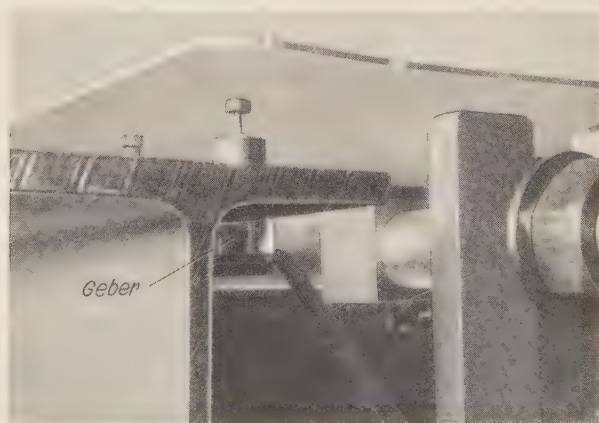


Abb. 22. Messung der Einflußfläche des Auflagerdruckes in Punkt KVII.

gleicher Durchsenkung durchgezeichnet werden. Abb. 23 zeigt die Einflußfläche für das mit K_{VII} bezeichnete Lager in der stumpfen Ecke. Die Eichgröße einer solchen Einflußfläche folgt aus der Bedingung, daß die Ordinate am

er innerhalb des für die Messungen erforderlichen Spannungsbereichs vollkommen elastisch und kriechfrei ist. Da bei konstanter Plattendicke die Dicke der Modellplatte keinen Einfluß auf die Form der Einflußflächen hat, können

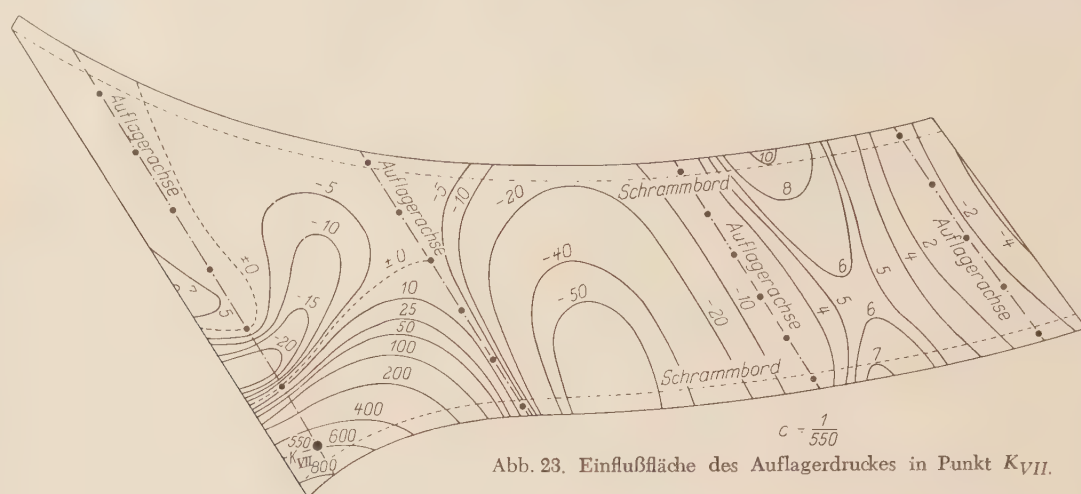


Abb. 23. Einflußfläche des Auflagerdruckes in Punkt K_{VII} .

Lager selbst 1 sein muß. Für die dargestellte Fläche ist also

$$c = \frac{1}{550}$$

8. Schlußbetrachtung

Die vorstehenden Ausführungen haben gezeigt, daß es mit Hilfe des in Abb. 10 bzw. Abb. 13 dargestellten Gerätes möglich ist, auf mechanische Weise Krümmungen in zwei Richtungen gleichzeitig zu messen und in einem bestimmten Verhältnis zu addieren, so daß der an der Meßbrücke registrierte Wert den Einfluß der Querdehnung berücksichtigt und ohne Zwischenrechnungen dem Plattenmoment für eine vorgegebene Richtung proportional ist.

Natürlich ist diese Art der Addition von Meßwerten auch auf rein elektrische Weise zu erreichen, z. B. durch Verwendung von entsprechend geschalteten Dehnungsmessstreifen-Kreuzen.

Der Vorteil des mechanischen Gerätes besteht nach den Erfahrungen der Verfasser darin, daß es zu jeder Zeit an jeder beliebigen Stelle der Platte angesetzt werden kann. Damit kann auch noch nach dem Aufbau des Modells die Lage und Anzahl der Meßpunkte beliebig erweitert oder geändert werden. Diese Möglichkeit ist insofern von Bedeutung, als die zweckmäßigste Anordnung der Meßpunkte bei unsymmetrischen Lagerungen und Plattenformen vielfach erst nach den ersten Messungen festgelegt werden kann.

Bei den nach dem Aufkleben nicht wiedergewinnbaren normalen Dehnungsmessstreifen besteht diese Möglichkeit nicht.

Der Modellwerkstoff Aluminium hat gegenüber den vielfach verwendeten Kunststoffen den großen Vorteil, daß

verhältnismäßig dünne, im Handel erhältliche Alu-Platten verwendet werden, die unter kleinen Lasten ausreichende Verformungen geben. Bei der Belastung ist jedoch darauf zu achten, daß die Durchbiegungen klein genug bleiben, um Membranwirkungen auszuschließen. Wegen der großen Empfindlichkeit des Gebers sind aber auch bei kleineren Durchbiegungen als etwa $\frac{1}{500} l$ noch genaue Messungen möglich.

Die Modellkosten sind verhältnismäßig gering, wenn es sich um Platten von konstanter Dicke und ohne wesentliche Auskragungen an den Rändern handelt.

Bei Platten mit veränderlicher Dicke oder großen Auskragungen sind die Dickenverhältnisse auch beim Modell zu berücksichtigen, wodurch die Herstellungskosten steigen. In diesem Fall dürfte die Verwendung anderer Modellwerkstoffe zweckmäßig sein.

Der Zeitaufwand für die Messungen ist gering. Zur Aufnahme einer der Einflußflächen der Abb. 17 bis 19 genügt bei einiger Übung etwa 3 bis 4 Stunden. Zur Glättung der Linien, Durchzeichnen und Beschriften in Tusche ist ein zusätzlicher, etwas größerer Arbeitsaufwand erforderlich.

Literatur

1. Vogt: Ermittlung des Tragverhaltens einer schiefen Brücke durch Modellversuch. Beton- und Stahlbetonbau (1955) S. 155.
2. Franz: Die Brücke über die Umgehungsstraße Bacharach. Der Bauingenieur 29 (1954) S. 182.
3. Pucher: Einflußfelder elastischer Platten. Wien: Springer 1951.
4. Girkmann: Flächentragwerke. Berlin / Göttingen / Heidelberg: Springer 1954.
5. Olsen-Reinitzhuber: Die zweiseitig gelagerte Platte. Berlin: Wilhelm Ernst und Sohn 1950.

Beitrag zur Stabilität des Kragträgers

Von Dipl.-Ing. W. Steinbach

DK 624.072.21 : 624.04

Es soll die kritische Last eines Kragträgers bestimmt werden, der am freien Ende durch eine Querkraft und zusätzlich durch eine Längskraft belastet ist (Abb. 1).

1. Voraussetzungen

a) Die Untersuchung beschränke sich auf den elastischen Bereich. Der Werkstoff des Trägers soll dem Hooke'schen Gesetz folgen.

b) Der Einfachheit wegen wird angenommen, daß der Träger bei unbehinderter Querschnittsverwölbung kippt.

Der Einfluß des Wölbwiderstandes C^* wird also vernachlässigt.

c) Untersucht wird ein hoher schmaler Rechteckquerschnitt mit $I_x \gg I_y$. Der Querschnitt sei über die gesamte Länge des Trägers konstant. Sowohl die Längskraft N als auch die Querkraft P sollen im Schwerpunkt des Querschnittes angreifen.

d) Die angreifenden Kräfte sollen beim Kippen ihre ursprüngliche Richtung beibehalten.

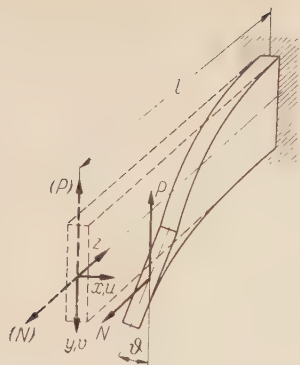


Abb. 1. Kragträger mit Quer- und Längskraft.

2. Bezeichnungen und Abkürzungen

Es bedeuten:

ϑ = Verdrehungswinkel des ausgekippten Querschnitts

u = Horizontalverschiebung des ausgekippten Querschnitts

$M_1(z)$ = Moment infolge äußerer Last.

Ferner werden folgende Abkürzungen eingeführt:

Biegesteifigkeit: $B = E I_y$

Drillsteifigkeit: $C = G I_D$

$$\alpha = \frac{P^2}{B C}, \quad \beta = \frac{N}{B}.$$

Alle Ableitungen sind Ableitungen nach der Variablen z .

3. Differentialgleichung

Für das Kippen eines Trägers mit konstantem Querschnitt ist die Differentialgleichung bekannt [1], [2]. Sie lautet

$$\left[\frac{B}{M_1(z)} \left(C \vartheta''(z) + \frac{M_1^2(z)}{B} \vartheta(z) + p e \vartheta(z) \right) \right]' - \frac{N}{M_1(z)} \cdot (C \vartheta''(z) + p e \vartheta(z)) = 0.$$

Außerdem gelten die Beziehungen

$$u''(z) = (M_D'(z) + p e \vartheta(z)) / M_1(z),$$

$$M(z) = B u''(z),$$

$$M_D(z) = C \vartheta'(z), \quad Q(z) = -M'(z) - M_1 \vartheta'(z).$$

Hierbei sind p eine lotrechte Streckenbelastung, die in der Höhe e oberhalb der Schwerlinie am Träger angreift, M_1 und M die Biegemomente hinsichtlich der (nach der Verformung verdrehten) Querschnittsachsen x und y , M_D das Torsionsmoment und Q die Querkraft in Richtung der (nach der Verformung verdrehten) x -Achse.

Für den vorliegenden Fall vereinfachen sich diese Gleichungen unter den oben angeführten Voraussetzungen mit $p = 0$ und $M_1(z) \approx Pz$ zu

$$\left[\frac{B}{Pz} \left(C \vartheta''(z) + \frac{P^2 z^2}{B} \vartheta(z) \right) \right]' - \frac{N}{Pz} C \vartheta''(z) = 0,$$

$$u''(z) = \frac{M_D'(z)}{Pz},$$

$$M(z) = B u''(z),$$

$$M_D(z) = C \vartheta'(z).$$

Nach Ausführung der Differentiation und einigen Umformungen ergibt sich die homogene Differentialgleichung 1. Ordnung¹:

$$\vartheta^{IV}(z) - \frac{2}{z} \vartheta'''(z) + \left(\frac{2}{z^2} + \frac{P^2 z^2}{B C} - \frac{N}{B} \right) \vartheta''(z) + 2 \frac{P^2 z}{B C} \vartheta'(z) = 0. \quad (1)$$

¹ Anm. d. Red.: Eine kleine Vereinfachung wäre hier noch möglich, da sich Gl. (1) bzw. (1a) sofort einmal integrieren läßt. Man erhält schließlich mit der willkürlichen Konstanten K folgende Differentialgleichung 2. Ordnung für $\vartheta' = \psi$

$$\psi'' - \frac{2}{z} \psi' + \left(\alpha z^2 - \beta \right) \psi = K.$$

Oder mit den Abkürzungen α und β :

$$\vartheta^{IV}(z) - \frac{2}{z} \vartheta'''(z) + \left(\frac{2}{z^2} + \alpha z^2 - \beta \right) \vartheta''(z) + 2 \alpha z \vartheta'(z) = 0. \quad (1a)$$

Zusätzlich gelten die Beziehungen:

$$M_D(z) = C \vartheta'(z), \quad (2)$$

$$u''(z) = \frac{C}{P} \frac{\vartheta''(z)}{z}, \quad (3)$$

$$M(z) = \frac{B C}{P} \frac{\vartheta''(z)}{z}, \quad (4)$$

$$Q(z) = -\frac{B C}{P} \left(\frac{\vartheta''(z)}{z} \right)' - P z \vartheta'(z). \quad (4a)$$

4. Lösung der Differentialgleichung

Zur Lösung der Gleichung (1a) wird ein Potenzreihenansatz von der Form

$$\vartheta(z) = \sum c_n z^n$$

verwendet. Dann sind:

$$\left. \begin{aligned} \vartheta(z) &= c_0 + c_1 z + c_2 z^2 + c_3 z^3 + c_4 z^4 + \dots + c_n z^n + \dots \\ \vartheta'(z) &= 1 c_1 + 2 c_2 z + 3 c_3 z^2 + 4 c_4 z^3 + 5 c_5 z^4 + \dots + n c_n z^{n-1} + \dots \\ \vartheta''(z) &= 2 \cdot 1 c_2 + 3 \cdot 2 c_3 z + 4 \cdot 3 c_4 z^2 + 5 \cdot 4 c_5 z^3 + 6 \cdot 5 c_6 z^4 + \dots + n(n-1) c_n z^{n-2} + \dots \\ \vartheta'''(z) &= 3 \cdot 2 \cdot 1 c_3 + 4 \cdot 3 \cdot 2 c_4 z + 5 \cdot 4 \cdot 3 c_5 z^2 + 6 \cdot 5 \cdot 4 c_6 z^3 + \dots + 7 \cdot 6 \cdot 5 c_7 z^4 + \dots + n(n-1)(n-2) c_n z^{n-3} + \dots \\ \vartheta^{IV}(z) &= 4 \cdot 3 \cdot 2 \cdot 1 c_4 + 5 \cdot 4 \cdot 3 \cdot 2 c_5 z + 6 \cdot 5 \cdot 4 \cdot 3 c_6 z^2 + \dots + 7 \cdot 6 \cdot 5 \cdot 4 c_7 z^3 + \dots + n(n-1)(n-2)(n-3) c_n z^{n-4} + \dots \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

Nach Einsetzen von (5) in (1a) liefert der Koeffizientenvergleich für:

$$\left. \begin{aligned} z^0: & 4 \cdot 3 \cdot 2 \cdot 1 c_4 - 2 \cdot 3 \cdot 2 c_4 + 2 \cdot 4 \cdot 3 c_4 - \beta \cdot 2 \cdot 1 c_2 = 0, \\ z^1: & 5 \cdot 4 \cdot 3 \cdot 2 c_5 - 2 \cdot 5 \cdot 4 \cdot 3 c_5 + 2 \cdot 5 \cdot 4 c_5 - \beta \cdot 3 \cdot 2 c_3 + 2 \alpha c_1 = 0, \\ z^2: & 6 \cdot 5 \cdot 4 \cdot 3 c_6 - 2 \cdot 6 \cdot 5 \cdot 4 c_6 + 2 \cdot 6 \cdot 5 c_6 + \alpha \cdot 2 \cdot 1 c_2 - \beta \cdot 4 \cdot 3 c_4 + 2 \alpha \cdot 2 c_2 = 0, \\ z^3: & 7 \cdot 6 \cdot 5 \cdot 4 c_7 - 2 \cdot 7 \cdot 6 \cdot 5 c_7 + 2 \cdot 7 \cdot 6 c_7 + \alpha \cdot 3 \cdot 2 c_3 - \beta \cdot 5 \cdot 4 c_5 + 2 \alpha \cdot 3 c_3 = 0, \\ & \vdots \\ z^{n-4}: & n(n-1)(n-2)(n-3) c_n - 2 n(n-1)(n-2) c_n + 2 n(n-1) c_n + \alpha(n-4)(n-5) c_{n-4} - \beta(n-2)(n-3) c_{n-2} + 2 \alpha(n-4) c_{n-4} = 0. \end{aligned} \right\}$$

Aus diesen Gleichungen folgen die Koeffizienten zu:

$$\left. \begin{aligned} c_2 &= 0, \\ c_5 &= \frac{\beta \cdot 3 \cdot 2 c_3 - \alpha \cdot 1 \cdot 2 c_1}{5 \cdot 4 (3 \cdot 0 + 2)}, \\ c_6 &= \frac{\beta \cdot 4 \cdot 3 c_4 - \alpha \cdot 2 \cdot 3 c_2}{6 \cdot 5 (4 \cdot 1 + 2)}, \\ c_7 &= \frac{\beta \cdot 5 \cdot 4 c_5 - \alpha \cdot 3 \cdot 4 c_3}{7 \cdot 6 (5 \cdot 2 + 2)}, \\ & \vdots \\ c_n &= \frac{\beta(n-2)(n-3) c_{n-2} - \alpha(n-4)(n-5) c_{n-4}}{n(n-1)[(n-2)(n-5) + 2]}. \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

Als Integrationskonstante verbleiben c_0 , c_1 , c_3 und c_4 . Alle übrigen Koeffizienten lassen sich nach Gl. (6) rekurrenzartig durch c_1 , c_3 oder c_4 ausdrücken.

Damit ist die allgemeine Lösung von (1a) gefunden.

5. Randbedingungen

$$a) M_D(0) = C \vartheta'(0) = 0:$$

Aus (5) folgt für $\vartheta'(0) = 0$:

$$c_1 = 0. \quad (7)$$

$$b) M(0) = 0:$$

Aus (4) und (5) folgt für $z = 0$:

$$c_3 = 0. \quad (8)$$

Mit (7) und (8) vereinfacht sich die Lösung von (1a) zu:

$$\vartheta(z) = c_0 + c_4 z^4 + c_6 z^6 + c_8 z^8 + \dots \quad (9)$$

oder

$$\vartheta(z) = c_0 + c_4 (F_4(\alpha, \beta) z^4 + F_6(\alpha, \beta) z^6 + F_8(\alpha, \beta) z^8 + \dots), \quad (9a)$$

wobei die $F_n(\alpha, \beta)$ nach dem Bildungsgesetz der Koeffizienten (6) zu berechnen sind.

$$c) \vartheta(l) = 0:$$

Diese Randbedingung liefert

$$c_0 + c_4 [F_4(\alpha, \beta) l^4 + F_6(\alpha, \beta) l^6 + F_8(\alpha, \beta) l^8 + \dots] = 0,$$

woraus

$$c_0 = -c_4 [F_4(\alpha, \beta) l^4 + F_6(\alpha, \beta) l^6 + F_8(\alpha, \beta) l^8 + \dots] \quad (10)$$

$$d) Q(l) = 0:$$

Nach (4a) ist:

$$Q(z) = -\frac{BC}{P} \left(\frac{\vartheta''(z)}{z} \right)' - P z \vartheta'(z).$$

Mit (5) bzw. (9a) folgt

$$-\frac{BC}{P} \left(\frac{\vartheta''(z)}{z} \right)' = -\frac{P}{\alpha} (4 \cdot 3 \cdot 1 c_4 + 6 \cdot 5 \cdot 3 c_6 z^2 + 8 \cdot 7 \cdot 5 c_8 z^4 + \dots) \quad (11)$$

oder

$$-\frac{BC}{P} \left(\frac{\vartheta''(z)}{z} \right)' = -\frac{P}{\alpha} c_4 [4 \cdot 3 \cdot 1 F_4(\alpha, \beta) + 6 \cdot 5 \cdot 3 F_6(\alpha, \beta) z^2 + 8 \cdot 7 \cdot 5 F_8(\alpha, \beta) z^4 + \dots]. \quad (12)$$

Weiter ist

$$-P z \vartheta'(z) = -P (4 c_4 z^4 + 6 c_6 z^6 + 8 c_8 z^8 + \dots) \quad (13)$$

oder

$$-P z \vartheta'(z) = -P c_4 [4 F_4(\alpha, \beta) z^4 + 6 F_6(\alpha, \beta) z^6 + 8 F_8(\alpha, \beta) z^8 + \dots]. \quad (14)$$

Somit wird:

$$Q(z) = -P c_4 \left[\frac{1}{\alpha} (4 \cdot 3 \cdot 1 F_4(\alpha, \beta) + 6 \cdot 5 \cdot 3 F_6(\alpha, \beta) z^2 + 8 \cdot 7 \cdot 5 F_8(\alpha, \beta) z^4 + \dots) + (4 F_4(\alpha, \beta) z^4 + 6 F_6(\alpha, \beta) z^6 + 8 F_8(\alpha, \beta) z^8 + \dots) \right]. \quad (15)$$

Die Randbedingung $Q(l) = 0$ liefert also:

$$-c_4 [4 \cdot 3 \cdot 1 F_4(\alpha, \beta) + 6 \cdot 5 \cdot 3 F_6(\alpha, \beta) l^2 + (8 \cdot 7 \cdot 5 F_8(\alpha, \beta) + 4 \alpha F_4(\alpha, \beta)) l^4 + (10 \cdot 9 \cdot 7 F_{10}(\alpha, \beta) + 6 \alpha F_6(\alpha, \beta)) l^6 + (12 \cdot 11 \cdot 9 F_{12}(\alpha, \beta) + 8 \alpha F_8(\alpha, \beta)) l^8 + \dots] = 0, \quad (16)$$

woraus, da man C_4 als verschieden von Null voraussetzen muß, als

6. Stabilitätsbedingung

die Eigenwertgleichung

$$4 \cdot 3 \cdot 1 F_4(\alpha, \beta) + 6 \cdot 5 \cdot 3 F_6(\alpha, \beta) l^2 + (8 \cdot 7 \cdot 5 F_8(\alpha, \beta) + 4 \alpha F_4(\alpha, \beta)) l^4 + (10 \cdot 9 \cdot 7 F_{10}(\alpha, \beta) + 6 \alpha F_6(\alpha, \beta)) l^6 + (12 \cdot 11 \cdot 9 F_{12}(\alpha, \beta) + 8 \alpha F_8(\alpha, \beta)) l^8 + \dots = 0 \quad (17)$$

gewonnen wird.

Berechnet man die $F_n(\alpha, \beta)$ nach (6) zu

$$F_4(\alpha, \beta) = 1,$$

$$F_6(\alpha, \beta) = \frac{2\beta}{6 \cdot 5},$$

$$F_8(\alpha, \beta) = \frac{\beta^2 - 10\alpha}{8 \cdot 7 \cdot 10},$$

$$F_{10}(\alpha, \beta) = \frac{\beta^3 - 38\alpha\beta}{10 \cdot 9 \cdot 420},$$

$$F_{12}(\alpha, \beta) = \frac{\beta^4 - 92\alpha\beta^2 + 540\alpha^2}{12 \cdot 11 \cdot 30240},$$

$$F_{14}(\alpha, \beta) = \frac{\beta^5 - 180\alpha\beta^3 + 3 \cdot 84\alpha^2\beta^2}{14 \cdot 13 \cdot 3326400},$$

$$F_{16}(\alpha, \beta) = \frac{\beta^6 - 310\alpha\beta^4 + 15884\alpha^2\beta^2 - 70200\alpha^3}{16 \cdot 15 \cdot 518918400}$$

und setzt sie in (17) ein, so ergibt sich die Eigenwertgleichung

$$12 + 6\beta l^2 + \frac{\beta^2 - 2\alpha}{2} l^4 + \frac{\beta^3 - 14\alpha\beta}{60} l^6 + \frac{\beta^4 - 44\alpha\beta + 60\alpha^2}{3360} l^8 + \frac{\beta^5 - 100\alpha\beta^3 + 844\alpha^2\beta}{302400} l^{10} + \frac{\beta^6 - 190\alpha\beta^4 + 4804\alpha^2\beta^2 - 5400\alpha^3}{39916800} l^{12} + \dots = 0.$$

(18)

7. Konvergenz

Auf den Konvergenzbeweis soll im Rahmen dieser Arbeit verzichtet werden. Wie später bei den Anwendungen gezeigt wird, konvergiert die Reihe (18) in ausreichendem Maße, um die praktische Berechnung mit erträglichem Aufwand durchführen zu können.

Bricht man die Reihe hinter dem mit l^{12} behafteten Glied ab, so erhält man nahezu genaue Werte.

Für baupraktische Zwecke dürfte es fast immer genügen, die Reihe hinter dem mit l^8 behafteten Glied abzubrechen. Der Fehler liegt dann, wie im nächsten Abschnitt gezeigt werden wird, bei 4 %.

8. Anwendungen

Zunächst sollen 2 Sonderfälle behandelt werden, mit deren Hilfe eine einfache Abschätzung der Genauigkeit vorgenommen werden kann.

a) Sonderfall: Reines Kippen

Ist $N = 0$, damit $\beta = 0$, und bricht man die Reihe hinter dem Glied mit l^{12} ab, so vereinfacht sich (18) zu:

$$12 - \alpha l^4 + \frac{\alpha^2}{56} l^8 - \frac{\alpha^3}{7392} l^{12} = 0.$$

Oder nach Umformung:

$$\alpha^3 - \frac{132}{l^4} \alpha^2 + \frac{7392}{l^8} \alpha - \frac{88704}{l^{12}} = 0. \quad (19)$$

Eine Wurzel der Gleichung (19) ist

$$\alpha = \frac{16,032}{l^4},$$

die beiden anderen Wurzeln sind komplexe Ausdrücke. Aus dem Wert für α folgt die Kipplast zu:

$$P_{K0} = \frac{4,004}{l^2} \sqrt{E I_y G I_D}. \quad (20)$$

Die ermittelte kritische Last entspricht dem von Prandtl angegebenen Wert

$$P_{K0} = \frac{4,0126}{l^2} \sqrt{E I_y G I_D}. \quad (21)$$

Bricht man (18) bereits hinter dem Glied mit l^8 ab, so ergibt sich für α die quadratische Gleichung:

$$12 - \alpha l^4 + \frac{\alpha^2}{56} l^8 = 0$$

oder

$$\alpha^2 - \frac{56}{l^4} \alpha + \frac{672}{l^8} = 0. \quad (22)$$

Die kleinere Wurzel von (22) ist:

$$\alpha = \frac{17,417}{l^4}.$$

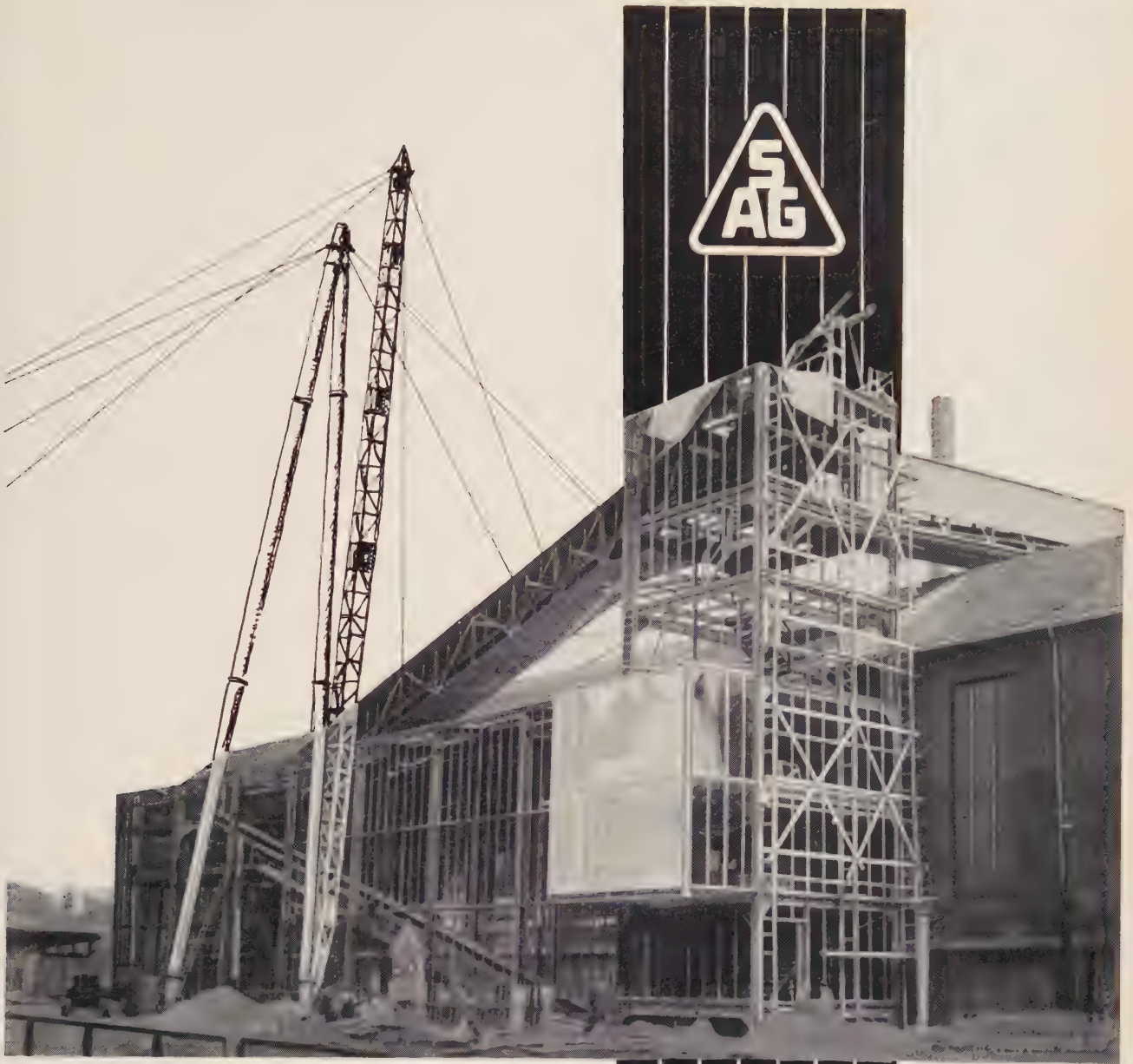
Hieraus ergibt sich die kritische Last zu:

$$P_{K0} = \frac{4,173}{l^2} \sqrt{E I_y G I_D}. \quad (23)$$

Der Fehler gegenüber dem genauen Wert (21) beträgt +4 %.

b) Sonderfall: Reines Biegeknicken

Setzt man in Gleichung (18) α gleich Null (also $P = 0$)



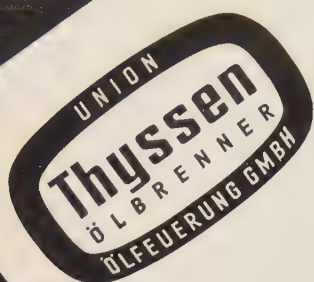
STAHLSCKELETTBAU FÜR
ROHSTOFF-MISCH- UND
FÖRDERANLAGE IN
EINEM SPIEGELGLASWERK

SIEGENER AG · GEISWEID

FÜR EISENKONSTRUKTION

BRÜCKENBAU UND VERZINKEREI

GEISWEID i. W.



ATELIER GREGOR ULM

ANGEBOT:

Der Inhalt des Angebots

bestimmt den Preis!

Der Inhalt des Angebots ist auch die Grundlage für den Preisvergleich. Der Preis für Thyssen-Ölbrenner umfaßt den Brenner nebst den Schalt- und Regelgeräten, und zwar Schaltautomat mit Fotozelle (Fotoelement oder Fotowiderstand) sowie Raum- u. Kesselthermostat. Auch um den Schein des vermeintlich billigeren Angebots werden keine dieser Teile aus dem Preis herausgenommen.

Und noch etwas ist wichtig:

Ein wesentlicher Bestandteil des Angebots ist Garantie für Funktion u. Service —

HEUTE
und
MORGEN



UNION-ÖLFEUERUNG GMBH

München 8 · Wörlertstraße 5 · Telefon 48225/6 · Fernschreiber 052-2719

Neue Prospekte und Druckschriften

Unter dieser Überschrift bringen wir Hinweise auf Prospekte und Druckschriften über neue Baustoffe, Bauweisen, Maschinen und Einrichtungen. Diese Hinweise sind für unsere Inserenten kostenlos.

Interessierte Leser wollen die betreffenden Druckschriften — unter Hinweis auf „Der Bauingenieur“ — direkt bei den genannten Firmen anfordern.

DEMAG Nachrichten, Heft 151/1958 — Druckschrift — 32 Seiten — DIN A 4

DEMAG Aktiengesellschaft, Duisburg

DEMAG Greifer — Prospekt DZ 306 — 2 Seiten — DIN A 4

Wegweiser für Betriebsplanung, Rationalisierung und Automatisierung 1959 — Druckschrift DZ W 90.0/398 — 8 Seiten — DIN A 4

DEMAG-ZUG, GmbH, Wetter/Ruhr

Powersgerät. Das Gerät für die Prüfung der Verformbarkeit und Verdichtungswilligkeit von Frischbeton — Prospekt — einseitig bedruckt — DIN A 4

Luftgehalt-Meßgerät für Frischbeton — Prospekt — einseitig bedruckt — DIN A 4

Dehnbarkeit und Haftvermögen von plastischen Massen werden bestimmt mit dem Prüfergerät nach Rabe — Prospekt — einseitig bedruckt — DIN A 4

Dosiergerät für Flüssigkeiten — Prospekt — einseitig bedruckt — DIN A 4

Maschinen- und Apparatebau Wilhelm Fey, Pfungstadt

DIA Abwasser- und Schlamm-Pumpe, Modell SKM — Prospekt — 2 Seiten — DIN A 4

Zentrifugal Pumpe Fig. SZ 30 sl, selbstansaugend — Prospekt (Liste 556) — 2 Seiten — DIN A 4

Baupumpen — Prospekt (Liste 530) — 8 Seiten — DIN A 4

Selbstansaugende Zentrifugalpumpen — Prospekt (Liste 542) — 8 Seiten — DIN A 4

Hammelrath & Schwenzer, Pumpenfabrik, Düsseldorf

Technische Berichte, Juli 1958 — Druckschrift — 16 Seiten — DIN A 4

Technische Berichte, Oktober 1958 — Druckschrift — 16 Seiten — DIN A 4

Philipp Holzmann, Aktiengesellschaft, Frankfurt am Main

Elementare Schalenstatik

Von Dr.-Ing. habil. Alf Pflüger

Professor an der Technischen Hochschule Hannover

Zweite, erweiterte Auflage der Einführung in die Schalenteknik

Mit 56 Abbildungen. VII, 112 Seiten. Gr.-8°. 1957. Ganzleinen DM 19,50

Aus den Besprechungen: Das Buch ist als Einführung in die Schalentheorie gedacht. Es vermittelt daher in erster Linie die Grundlagen. Doch wird der Leser auch mit schwierigeren Zusammenhängen aus diesem Gebiet bekannt gemacht.

Nach einleitenden Betrachtungen wird auf etwa 30 Seiten die Membrantheorie der Rotationsschalen behandelt, woran sich dann die Biegetheorie der dreh-symmetrisch belasteten Rotationsschalen anschließt. In dem darauffolgenden Abschnitt wird die Membrantheorie der Zylinderschalen (Tonnen und Rohre) entwickelt; die Biegetheorie dieser Schalen ist nicht mit aufgenommen. Die Arbeit schließt ab mit einer Zusammenstellung der Schnittkräfte N_φ , N_θ und T nach der Membrantheorie für verschiedene häufig angewandte Schalenformen.

Das Buch ist sehr anschaulich geschrieben und leicht verständlich, so daß es dazu beitragen wird, dem Schalenbau — gleich welchen Baustoffs — neue Freunde zu gewinnen. Es ist für Studierende und für Ingenieure in der Praxis in gleichem Maße sehr gut geeignet.

„Der Bauingenieur.“

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

und bricht die Reihe hinter dem Glied mit l^6 ab, so folgt:

$$12 + 6 \beta l^2 + \frac{\beta^2}{2} l^4 + \frac{\beta^3}{60} l^6 = 0$$

der

$$\beta^3 + \frac{30}{l^2} \beta^2 + \frac{360}{l^4} \beta + \frac{720}{l^6} = 0. \quad (24)$$

leichung (24) hat die Wurzel

$$\beta = -\frac{2,465}{l^2}$$

ie beiden übrigen Wurzeln

$$(\beta_2 = -\frac{35,355}{l^2}; \beta_3 = \frac{7,821}{l^2})$$

nd ohne praktische Bedeutung.

Aus dem Wert für β folgt die kritische Last

$$-N_{K0} = \frac{2,465 E I_y}{l^2}. \quad (25)$$

leichung (25) stimmt praktisch genau mit der entsprechen-
en Eulerschen Knicklast

$$-N_E = \frac{\pi^2 E I_y}{4 l^2} = \frac{2,467 E I_y}{l^2} \quad (26)$$

erein².

Aus den Sonderfällen der Abschnitte 8.1 und 8.2 ist
sichtlich, daß die Reihe in (18) hinter dem mit l^8 behaf-
ten Glied abgebrochen werden kann. Sofern N eine
ruckkraft ist, liegt der dann begangene Fehler zwischen
% und 4%. Auch für den Fall eines positiven N reicht
e Genauigkeit noch aus.

Man kann die Reihe in (18) natürlich auch noch früher
brechen, um einen Näherungswert der kritischen Last aus
ner einfachen (z. B. quadratischen) Gleichung zu erhalten.
ieser Näherungswert ist dann durch Hinzunahme weite-
r Reihenglieder nach dem Newtonschen oder einem
lichen Verfahren bis zur gewünschten Genauigkeit zu
rbessern.

Für die folgenden Anwendungen wird nach der obigen
ehlerabschätzung die Reihe hinter dem mit l^8 behafteten
lied abgebrochen.

c) Kippen mit Längskraft

Bricht man (18) nach dem Glied mit l^8 ab, so erhält
an nach Umformung folgende quadratische Gleichung
r α :

$$\alpha^2 - 56 \left(\frac{1}{l^4} + \frac{7}{30} \frac{\beta}{l^2} + \frac{11}{840} \beta^2 \right) \alpha + 56 \left(\frac{12}{l^8} + \frac{6\beta}{l^6} + \frac{\beta^2}{2l^4} + \frac{\beta^3}{60l^2} + \frac{\beta^4}{3360} \right) = 0. \quad (27)$$

s Wurzeln dieser Gleichung ergeben sich nach längerer
chnung:

$$\alpha_{1,2} = \frac{28}{l^4} \left[\left(1 + \frac{7}{30} \beta l^2 + \frac{11}{840} \beta^2 l^4 \right) \mp \sqrt{\frac{1}{7} + \frac{4}{105} \beta l^2 + \frac{283}{6300} \beta^2 l^4 + \frac{31}{6300} \beta^3 l^6 + \frac{53}{352800} \beta^4 l^8} \right]. \quad (28)$$

abgebend ist der kleinere Wert.

² Man kann die Eulersche Knicklast aus (18) auch exakt her-
en:

Für $\alpha = 0$ läßt sich (18) wie folgt schreiben:

$$\frac{41}{21} \left(1 + \frac{\beta l^2}{21} + \frac{\beta^2 l^4}{41} + \frac{\beta^3 l^6}{61} + \frac{\beta^4 l^8}{81} + \dots \right) = 0.$$

r Ausdruck in der Klammer ist die Potenzreihe für $\cosh \sqrt{\beta} l$.
o ist:

$$\cosh \sqrt{\beta} l = \cos i \sqrt{\beta} l = \cos \sqrt{-\beta} l = 0.$$

eraus folgt:

$$\sqrt{-\beta} l = \frac{\pi}{2}; \quad -\beta = \frac{\pi^2}{4 l^2}$$

$$-N_{K0} = \frac{\pi^2 E I_y}{4 l^2} = N_E$$

Die kritische Kipplast läßt sich nach Berechnung von α so-
fort angeben:

$$P_K = \sqrt{\alpha \cdot BC} = \sqrt{\alpha} \sqrt{E I_y G I_D}. \quad (29)$$

d) Allgemeiner Fall: Schräg angreifende Einzelast

Greift am freien Ende des Kragträgers eine in der yz -
Ebene liegende, um den Winkel γ zur z -Achse geneigte
Einzelkraft S an, so ist

$$\begin{aligned} N &= S \cos \gamma; & P &= S \sin \gamma; \\ \alpha &= \frac{S^2 \sin^2 \gamma}{B C}; & \beta &= \frac{S \cos \gamma}{B}. \end{aligned} \quad (30)$$

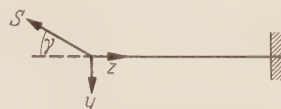


Abb. 2. Schräg angreifende Kraft S .

Setzt man (30) in (18) ein und bricht nach dem Glied
 l^8 ab, so folgt

$$\begin{aligned} 12 + 6 \frac{S \cos \gamma}{B} l^2 + & \frac{S^2 \cos^2 \gamma}{B^2} - 2 \frac{S^2 \sin^2 \gamma}{B C} l^4 + \frac{S^3 \cos^3 \gamma}{B^3} - 14 \frac{S^3 \sin^2 \gamma \cos \gamma}{B^2 C} l^6 + \\ & + \frac{S^4 \cos^4 \gamma}{B^4} - 44 \frac{S^4 \sin^2 \gamma \cos^2 \gamma}{B^3 C} + 60 \frac{S^4 \sin^4 \gamma}{B^2 C^2} l^8 = 0, \end{aligned}$$

oder umgeformt:

$$\begin{aligned} 12 + 6 \frac{\cos \gamma}{B} l^2 S + \left(\frac{\cos^2 \gamma}{B^2} - 2 \frac{\sin^2 \gamma}{B C} \right) \frac{l^4}{2} S^2 + \\ + \left(\frac{\cos^3 \gamma}{B^3} - 14 \frac{\sin^2 \gamma \cos \gamma}{B^2 C} \right) \frac{l^6}{60} S^3 + \\ + \left(\frac{\cos^4 \gamma}{B^4} - 44 \frac{\sin^2 \gamma \cos^2 \gamma}{B^3 C} + 60 \frac{\sin^4 \gamma}{B^2 C^2} \right) \frac{l^8}{3360} S^4 = 0. \quad (31) \end{aligned}$$

Aus (31) läßt sich bei vorgegebenem Winkel γ der
Eigenwert S_K nach einem der üblichen Verfahren (z. B.
nach Newton) bestimmen. Einen ersten Näherungswert
erhält man aus der quadratischen Gleichung, die durch
Streichung der Glieder mit S^3 und S^4 aus (31) entsteht.

Es sei darauf hingewiesen, daß der Eigenwert S_K
keine „reine Kipplast“ mehr darstellt, sondern die Bedeu-
tung einer „kritischen Last allgemeiner Art“ hat.

Die Gleichung (31) läßt sich unter Benutzung der in
Abschn. 1.3 getroffenen Voraussetzung des Rechteckquer-
schnittes noch weiter vereinfachen.

Es ist

$$I_y = \frac{h \cdot b^3}{12} \quad \text{und} \quad I_D \approx \frac{h b^3}{3}$$

also

$$I_D \approx 4 I_y.$$

Ferner gilt:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Für Baustahl ist

$$G = \frac{E}{2(1 + 0,3)} = \frac{E}{2,6}$$

Somit folgt:

$$C = G I_D \approx \frac{E}{2,6} \cdot 4 I_y \approx 1,54 E I_y \approx 1,54 B. \quad (32)$$

(32) in (31) eingesetzt, liefert nach Umformung:

$$\begin{aligned} 12 + 6 \cos \gamma \frac{l^2}{B} S + \\ + \left(\frac{\cos^2 \gamma}{2} - \frac{\sin^2 \gamma}{1,54} \right) \frac{l^4}{B^2} S^2 + \left(\frac{\cos^3 \gamma}{60} - \frac{14 \sin^2 \gamma \cos \gamma}{60 \cdot 1,54} \right) \frac{l^6}{B^3} S^3 + \\ + \left(\frac{\cos^4 \gamma}{3360} - \frac{44 \sin^2 \gamma \cos^2 \gamma}{3360 \cdot 1,54} + \frac{60 \sin^4 \gamma}{3360 \cdot 1,54^2} \right) \frac{l^8}{B^4} S^4 = 0. \end{aligned}$$

Geht man auf Dezimalbrüche über und führt

$\sin^2 \gamma = 1 - \cos^2 \gamma$

ein, erhält man mit

$$Z = \frac{l^2}{B} S \tag{33}$$

die Gleichung:

$$12 + 6 \cos \gamma Z + (1,149351 \cos^2 \gamma - 0,649351) Z^2 + (0,168182 \cos^3 \gamma - 0,151515 \cos \gamma) Z^3 + (0,016329 \cos^4 \gamma - 0,023559 \cos^2 \gamma + 0,007528) Z^4 = 0. \tag{34}$$

Aus (34) läßt sich Z ermitteln. Die kritische Last S_K folgt dann unmittelbar aus (33).

Sowohl Gleichung (31) als auch Gleichung (34) verursachen einigen Aufwand an Berechnung bei ihrer Auflösung. Für $60^\circ \leq \gamma \leq 180^\circ$ ist die Konvergenz der Reihe noch als gut anzusprechen. In diesem Bereich liefert die quadratische Gleichung, die aus den ersten 3 Gliedern von (31) bzw. (34) entsteht, gute Näherungswerte für Z. Für den Bereich $0^\circ < \gamma < 60^\circ$ wird die Konvergenz schlechter und die quadratische Gleichung liefert keine brauchbaren Näherungswerte mehr.

Gleichung (34) wurde für ausgezeichnete Werte von γ ausgewertet. Die Ergebnisse sind in Tab. 1 festgehalten und in Abb. 3 graphisch aufgetragen. Für $\gamma \rightarrow 0$ geht $S_K \rightarrow \infty$.

Tabelle 1.

γ	Z	γ	Z	γ	Z	γ	Z
15°	58	60°	7,408	105°	4,179	150°	2,673
30°	15,889	75°	6,163	120°	3,444	165°	2,517
45°	9,804	90°	5,178	135°	2,963	180°	2,467 = $\pi^2/4$

e) Knicken mit Querkraft

Analog zu der Ermittlung der Kipplast in Abschnitt 8.3 kann man in Gl. (18 P, und damit α , als Konstante einführen. Man erhält dann eine Gleichung für β und damit die Knicklast N_K . Durch Variation von P folgt die Funktion $N_K(P)$. Dieser Fall wird hier nicht weiter ausgeführt.

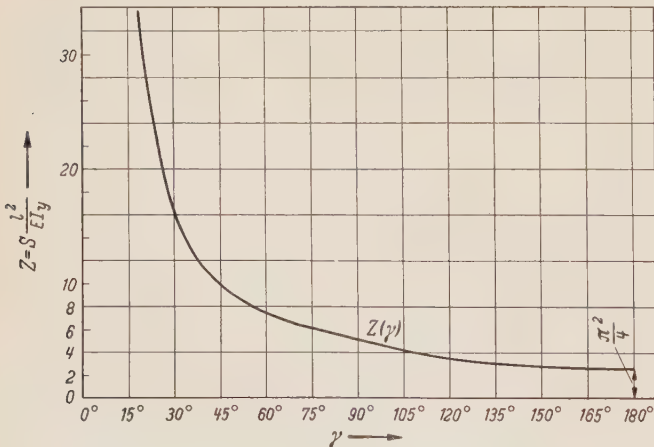


Abb. 3. Abhängigkeit der kritischen Last S_K vom Angriffswinkel γ .

Es soll nur angedeutet werden, daß die Funktion $N_K(P)$ ihren Größtwert bei

$$N_K = \frac{\pi^2 E I_y}{4 l^2}$$

(für $P = 0$) hat, ihren Kleinstwert dagegen bei

$$N_K = 0 \left(\text{für } P = P_{K0} = \frac{4,004}{l^2} \sqrt{E I_y G I_D} \right).$$

9. Zahlenbeispiele

a) Kippen mit Längskraft

Gesucht ist die Kipplast eines Kragträgers mit folgenden gegebenen Werten:

$l = 2,00 \text{ m}$

Querschnitt: 150 · 20 mm

$$I_y = \frac{15 \cdot 2^3}{12} = 10 \text{ cm}^4; \quad I_D \approx \frac{15 \cdot 2^3}{3} \approx 40 \text{ cm}^4$$
$$E = 2,1 \cdot 10^3 \text{ t/cm}^2; \quad G = 0,81 \cdot 10^3 \text{ t/cm}^2;$$
$$B = 2,1 \cdot 10^3 \cdot 10 = 2,1 \cdot 10^4 \text{ t cm}^2 = 2,1 \text{ t m}^2;$$
$$C = 0,81 \cdot 10^3 \cdot 40 = 3,24 \cdot 10^4 \text{ t cm}^2 = 3,24 \text{ t m}^2.$$

Die Längskraft betrage:

$$N = +1,0 \text{ t},$$
$$\beta = \frac{1,0}{2,1} = 0,476 \text{ [m}^{-2} \text{]}.$$

Nach (28) ist:

$$\alpha = \frac{28}{2,00^4} \left[\left(1 + \frac{7}{30} \cdot 0,746 \cdot 2,00^2 + \frac{11}{840} \cdot 0,476^2 \cdot 2,00^4 \right) - \sqrt{ \frac{1}{7} + \frac{4}{105} \cdot 0,476 \cdot 2,00^2 + \frac{283}{6300} \cdot 0,476^2 \cdot 2,00^4 + \frac{31}{6300} \cdot 0,476^3 \cdot 2,00^6 + \frac{53}{352800} \cdot 0,476^4 \cdot 2,00^8 } \right]$$
$$\alpha = 1,486 \text{ [m}^{-4} \text{]}.$$

Die Kipplast folgt nach (29) zu:

$$P_K = \sqrt{1,486 \cdot 2,1 \cdot 3,24} = 3,179 \text{ t}.$$

Um den Einfluß der Längskraft auf die Größe der Kipplast überblicken zu können, wurde im obigen Beispiel die Längskraft variiert. Die Ergebnisse sind in Tab. 2 und Abb. 4 festgehalten.

Tabelle 2.

N	P_K	P_K/P_{K0}	γ	S
t	t	—	°	t
+20	6,285	2,309	17,42	20,964
+10	4,593	1,687	24,65	11,004
+5	3,836	1,409	37,50	6,302
+3	3,546	1,303	49,80	4,645
+2	3,386	1,244	59,45	3,932
+1	3,179	1,168	72,55	3,332
+0,8	3,121	1,147	75,62	3,222
+0,6	3,052	1,121	78,88	3,110
+0,4	2,965	1,089	82,32	2,992
+0,2	2,858	1,050	86,00	2,865
0	2,722	1,000	90,00	2,722
-0,2	2,550	0,937	94,69	2,558
-0,4	2,337	0,859	99,72	2,371
-0,6	2,073	0,762	105,70	2,158
-0,8	1,759	0,646	114,46	1,932
-1,0	1,355	0,498	126,40	1,684
-1,2	0,774	0,284	147,20	1,428
-1,295	0	0	180,00	1,295

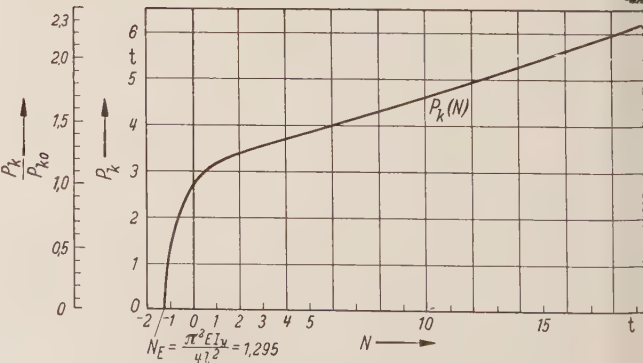


Abb. 4. Kipplast in Abhängigkeit von der Längskraft.

b) Schräg angreifende Einzellast

Für System- und Querschnittswerte des Zahlenbeispiels 9.1 erhält man die kritische Last aus (33) zu:

$$S_K = Z \frac{B}{l^2} = Z \frac{2,1}{2,00^2} = 0,525 Z. \quad (35)$$

Die Werte für Z sind Tab. 1 oder Abb. 3 zu entnehmen. In Tab. 3 und Abb. 5 sind die Ergebnisse der Auswertung von (35) zusammengestellt.

Tabelle 3.

γ	S_K	γ	S_K	γ	S_K	γ	S_K
°	t	°	t	°	t	°	t
15	30,450	60	3,889	105	2,194	150	1,403
30	8,342	75	3,236	120	1,808	165	1,321
45	5,147	90	2,718	135	1,556	180	1,295

Um zwischen den Berechnungsverfahren nach Abschnitt 8.3 und nach Abschnitt 8.4 einen Vergleich anstellen

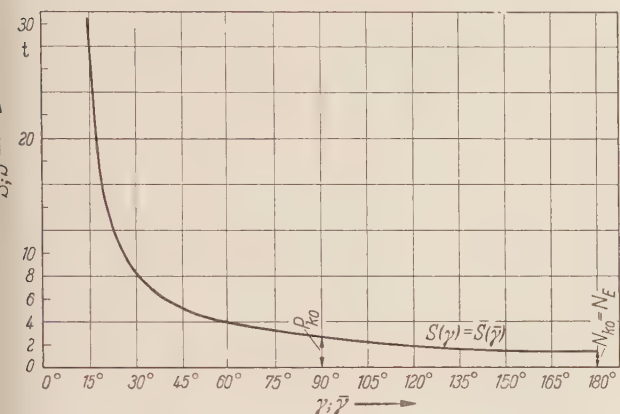


Abb. 5. Kritische Last S in Abhängigkeit vom Angriffswinkel (zum Zahlenbeispiel 9).

Aufnahmevermögen kreisringförmiger Fundamente für Moment und Normalkraft bei gegebener größter Bodenpressung

Von Dipl.-Ing. Otto Müller-Main, Baurat a. D., Saarbrücken

K 624.153.525 : 624.131.52

Sind M^{tm} und N^t ermittelt, und soll eine größte Randpressung σ kg/cm² nicht überschritten werden, so bedeuten $M_1 = M/\sigma$ und $N_1 = N/\sigma$ die Leitzahlen-Paare, für die man aus den folgenden Tabellen des jedesmal für M und N erforderlichen Radius r der Grundfuge unmittelbar erhält. Wäre der Aussparungsradius ϱ kleiner als $3r$, so wäre das Aufnahmevermögen nicht erheblich verschieden von dem einer vollen Kreisplatte. Andererseits würde bei $\varrho > 0,6r$ das Fundament sehr groß und daher auch teuer, weil dann die Standsicherheit immer mehr abnimmt.

Der Abstand $a = \alpha r$ der Nulllinie von Fundamentmitte ist jedesmal in den ersten Spalte der Tabellen so gewählt, daß die Standsicherheit noch ein wenig größer als 1,5fach ist; sie nimmt in den folgenden Spalten zu, bis sie in der letzten ($\alpha = 1,0$, d. h. die Normalkraft geht durch den Fernrand) die folgenden Werte gewinnt:

- bei Tabelle 1 3,70fach,
- bei Tabelle 2 3,45fach,
- bei Tabelle 3 3,20fach,
- bei Tabelle 4 2,95fach.

In jeder Tafel kann man waagrecht, lotrecht und diagonal interpolieren, um Zwischenwerte von r zu erhalten. Auch zwischen gleichliegenden Wertepaaren aufeinanderfolgender Tafeln ist die Interpolation möglich, wenn sich Zwischenwerte für ϱ ergeben sollen.

Ist das Verhältnis M/N kleiner als jedesmal in der letzten Spalte (M_1/N_1), fällt die Nulllinie außerhalb der

zu können, werden die Ergebnisse des Beispiels 9.1 (Tab. 2) umgeformt. Es wird gesetzt:

$$\frac{P_K}{N} = \operatorname{tg} \gamma; \quad \sqrt{N^2 + P_K^2} = \dot{S}. \quad (36)$$

Die Ergebnisse der Umformung sind in Tab. 2 und in Abb. 5 eingetragen.

Die Funktion $S(\gamma)$ ist ebenfalls in Abb. 5 eingetragen und stimmt, wie nicht anders zu erwarten war, vollkommen mit der Funktion $S(\gamma)$ überein.

Zur Ermittlung der kritischen Last S_K kann man also entweder (28) mit (29) und (36) verwenden, oder man ermittelt S_K mit (33) aus Tab. 1 (bzw. Abb. 3).

10. Zusammenfassung

Die Differentialgleichung für die Stabilität des Kragträgers unter einer beliebig gerichteten Einzellast wird mit Hilfe einer Potenzreihe gelöst. Aus den Randbedingungen ergibt sich die Eigenwertgleichung für die kritische Last ebenfalls in Form einer Potenzreihe, deren Konvergenz ausreichend ist. Bricht man die Reihe nach wenigen Gliedern ab, läßt sich die kritische Last in einfacher Weise aus einer quadratischen Gleichung ermitteln. Für den schmalen, hohen Rechteckquerschnitt und die schräg angreifende Einzellast ist die Funktion

$$\frac{l^2}{E I_y} S_K(\gamma)$$

tabellarisch und graphisch erfaßt, wobei γ den Winkel zwischen der angreifenden Kraft und der Stabachse bedeutet. Diese Funktion

$$\frac{l^2}{E I_y} S_K(\gamma)$$

gestattet eine unmittelbare Ermittlung der kritischen Last S_K .

Der Fehler des Verfahrens liegt zwischen 0 und ca. 4%.

Literatur

1. E. Chwalla, Kipp-Stabilität gerader Träger usw. Forschungshefte aus dem Gebiete des Stahlbaues, Heft 2, Berlin: Springer 1939.
2. F. Schleicher, Taschenbuch für Bauingenieure, 2. Aufl., Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1955; S. 1012.

Grundfuge, und dann vereinfacht sich die Untersuchung in der Weise, wie es am Schluß in der Kontrollberechnung erscheint.

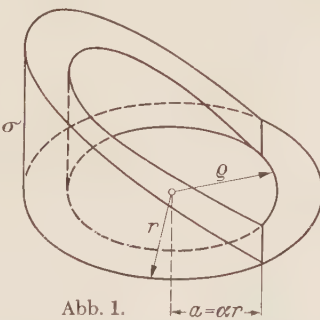


Abb. 1.

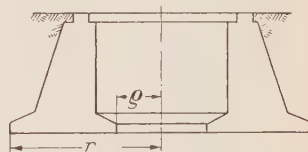


Abb. 2.

Die für die Baupraxis wenig wichtigen Doppelzeilen bei $r = 1,0$ m dienen zum theoretischen Vergleich.

Beispiel: Gegeben sei: $M = 19\,000$ tm, $N = 7200$ t, $\max \sigma = 5$ kg/cm². Hiermit wird $M_1 = 3800$, $N_1 = 1440$. Nur wenig anders finden sich diese Zahlen in Tafel 1 unter $\alpha = 1,0$. Lösung: $r = 10$ m, $\varrho = 0,3 \cdot 10 = 3,0$ m.

Kontrolle: $F = \pi (10^2 - 3^2) = 286$ m²

$$W = \frac{\pi (10^4 - 3^4)}{4 \cdot 10} = 779$$

$$\sigma = 7200/286 \pm 19000/779$$

$$\max \sigma = 49,55 \text{ t/m}^2 = 4,96 \text{ kg/cm}^2$$

$$\min \sigma = 0,75 \text{ t/m}^2 = 0,08 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Standsicherheit: } S = \frac{2700 \cdot 10}{19\,000} = 3,79$$

		$\varrho = 0,3 r$ Tabelle 1							
r m	$\alpha =$	-0,18	0,0	+0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0
1,0	M_1	3,24	3,88	4,48	4,52	4,49	4,38	4,07	3,88
	N_1	5,07	6,49	8,81	9,57	10,37	11,16	12,72	14,29
5,0	M_1	417	485	560	565	561	547	509	485
	N_1	127	162	221	239	259	279	318	358
5,5	M_1	555	645	744	751	747	728	676	645
	N_1	153	196	266	290	314	338	385	432
6,0	M_1	721	838	966	974	970	945	880	838
	N_1	183	234	317	345	374	402	458	515
6,5	M_1	918	1066	1230	1242	1235	1203	1118	1066
	N_1	215	274	373	405	438	471	537	604
7,0	M_1	1145	1330	1535	1550	1540	1500	1395	1330
	N_1	249	318	432	469	509	547	623	700
7,5	M_1	1409	1636	1889	1907	1887	1847	1718	1636
	N_1	285	365	496	539	584	628	716	804
8,0	M_1	1710	1987	2290	2310	2300	2240	2085	1987
	N_1	327	415	564	613	664	714	815	915
8,5	M_1	2050	2380	2750	2773	2755	2690	2500	2380
	N_1	367	469	637	692	750	814	920	1032
9,0	M_1	2433	2830	3260	3298	3275	3190	2970	2830
	N_1	411	525	714	775	840	904	1030	1156
9,5	M_1	2860	3325	3840	3870	3850	3750	3490	3325
	N_1	457	585	795	864	936	1006	1148	1290
10	M_1	3340	3880	4480	4520	4490	4380	4070	3880
	N_1	507	649	881	957	1037	1116	1272	1429
11	M_1	4380	5190	5870	5930	5890	5740	5340	5090
	N_1	614	785	1065	1158	1254	1350	1539	1728
12	M_1	5800	6750	7790	7850	7810	7610	7070	6750
	N_1	730	935	1270	1378	1495	1606	1831	2057
13	M_1	7330	8510	9830	9930	9860	9600	8940	8510
	N_1	857	1097	1490	1618	1752	1885	2150	2415
14	M_1	9160	10630	12280	12400	12320	12000	11170	10630
	N_1	994	1272	1745	1897	2033	2187	2492	2800

		$\varrho = 0,4 r$ Tabelle 2							
r m	$\alpha =$	0,0	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	
1,0	M_1	3,83	4,25	4,38	4,42	4,40	4,29	4,00	
	N_1	6,24	7,62	8,29	8,95	9,64	10,34	11,75	
5,0	M_1	479	531	548	552	550	536	500	
	N_1	156	191	207	224	241	259	294	
5,5	M_1	636	706	728	735	731	713	665	
	N_1	189	231	251	271	292	313	356	
6,0	M_1	827	918	945	955	951	926	864	
	N_1	225	274	298	322	347	372	423	
6,5	M_1	1053	1167	1203	1214	1209	1178	1098	
	N_1	264	322	350	379	408	437	496	
7,0	M_1	1313	1448	1500	1516	1508	1421	1371	
	N_1	306	374	406	439	473	507	576	
7,5	M_1	1615	1793	1846	1865	1857	1810	1686	
	N_1	351	423	463	504	542	583	661	
8,0	M_1	1961	2176	2240	2264	2253	2200	2048	
	N_1	399	488	530	573	617	662	752	
8,5	M_1	2350	2607	2686	2715	2700	2635	2453	
	N_1	451	551	599	647	697	747	849	
9,0	M_1	2790	3100	3190	3220	3210	3130	2915	
	N_1	506	618	672	725	781	838	952	
9,5	M_1	3280	3640	3750	3790	3770	3680	3430	
	N_1	563	688	748	808	870	934	1060	
10	M_1	3830	4250	4380	4420	4400	4290	4000	
	N_1	624	762	829	895	964	1034	1175	
11	M_1	5020	5570	5740	5800	5770	5630	5240	
	N_1	755	922	1003	1084	1166	1252	1422	
12	M_1	6550	7390	7610	7690	7650	7460	6950	
	N_1	899	1098	1194	1288	1388	1490	1691	
13	M_1	8410	9330	9600	9700	9650	9420	8780	
	N_1	1055	1287	1401	1514	1628	1749	1985	
14	M_1	10500	11650	12000	12120	12060	11760	10970	
	N_1	1236	1510	1643	1773	1910	2028	2303	

		$\varrho = 0,5 r$ Tabelle 3							
r m	$\alpha =$	0,0	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0
1,0	M_1	3,68	4,07	4,18	4,24	4,21	4,11	3,84	3,68
	N_1	5,83	7,01	7,58	8,13	8,69	9,28	10,49	11,78
5,0	M_1	460	509	522	530	526	513	480	460
	N_1	146	175	190	203	217	232	262	295
5,5	M_1	611	677	695	705	700	683	638	611
	N_1	176	212	229	246	263	281	317	356
6,0	M_1	795	880	903	917	910	887	830	795
	N_1	210	252	273	293	313	334	378	424
6,5	M_1	1010	1118	1147	1164	1156	1129	1054	1010
	N_1	247	296	321	344	367	392	443	498
7,0	M_1	1261	1396	1432	1453	1444	1410	1317	1261
	N_1	286	344	372	398	425	455	515	577
7,5	M_1	1552	1718	1763	1788	1777	1734	1620	1552
	N_1	328	394	426	457	489	522	590	663
8,0	M_1	1884	2082	2140	2220	2207	2105	1915	1884
	N_1	373	449	485	520	556	594	671	755
8,5	M_1	2260	2500	2563	2600	2585	2520	2355	2260
	N_1	421	506	548	588	623	670	758	852
9,0	M_1	2680	2970	3045	3090	3070	3000	2800	2680
	N_1	472	568	614	659	704	752	850	954
9,5	M_1	3170	3490	3580	3630	3610	3520	3290	3170
	N_1	526	632	684	733	784	837	946	1062
10	M_1	3680	4070	4180	4240	4210	4110	3840	3680
	N_1	583	701	758	813	869	928	1049	1178
11	M_1	4900	5430	5560	5650	5600	5470	5110	4900
	N_1	705	849	917	984	1051	1123	1269	1426
12	M_1	6400	7080	7260	7370	7320	7150	6670	6400
	N_1	840	1010	1092	1171	1252	1336	1510	1697
13	M_1	8080	8940	9170	9310	9240	9020	8430	8080
	N_1	986	1184	1281	1374	1470	1569	1772	1973
14	M_1	10090	11160	11470	11620	11530	11270	10530	10090
	N_1	1143	1374	1486	1593	1704	1819	2057	2310

		$\varrho = 0,6 r$ Tabelle 4						
r m	$\alpha =$	0,0	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8
1,0	M_1	3,42	3,69	3,84	3,90	3,90	3,78	3,64
	N_1	5,23	6,18	6,64	7,08	7,54	7,98	8,95
5,0	M_1	427	461	480	487	487	472	455
	N_1	131	155	166	177	189	200	224
5,5	M_1	568	614	638	648	648	628	605
	N_1	158	187	201	214	228	241	271
6,0	M_1	738	797	830	842	842	817	786
	N_1	188	223	239	255	271	287	322
6,5	M_1	939	1014	1053	1070	1070	1038	1000
	N_1	221	261	281	299	319	338	379
7,0	M_1	1172	1265	1317	1336	1336	1296	1248
	N_1	256	303	326	347	370	391	439
7,5	M_1	1443	1556	1620	1644	1644	1594	1535
	N_1	294	348	373	404	424	449	504
8,0	M_1	1751	1890	1966	1995	1995	1936	1865
	N_1	334	395	425	453	483	511	573
8,5	M_1	2100	2266	2360	2390	2390	2320	2233
	N_1	378	447	480	511	545	577	647
9,0	M_1	2490	2690	2800	2840	2840	2755	2650
	N_1	423	500	538	574	611	647	725
9,5	M_1	2930	3160	3290	3340	3340	3240	3120
	N_1	472	558	599	639	680	720	808
10	M_1	3420	3690	3840	3900	3900	3780	3640
	N_1	523	618	664	708	754	798	895
11	M_1	4480	4830	5040	5110	5110	4960	4770
	N_1	633	748	804	857	913	966	1084
12	M_1	5950	6420	6680	6780	6780	6580	6330
	N_1	753	890	956	1020	1086	1150	1290
13	M_1	7510	8100	8430	8560	8560	8300	7990
	N_1	884	1044	1122	1197	1274	1348	1513
14	M_1	9380	10120	10530	10690	10690	10360	9880
	N_1	1025	1211	1302	1387	1478	1565	1755

Geologie des Druckstollens des Hazaree-Kraftwerkes bei Elazig

Von Dr. rer. nat. H. Stark, Ankara

PK 624.131.3 : 55 : 627.842 : 621.311.21 (496)

I. Einleitung

Der Hazaree-See ist ein 1248 m hoch gelegener See in der östlichen Türkei mit einem Flächeninhalt von über 80 km². Er hat nur bei sehr hohem Wasserstand an seinem Ostende einen zeitweiligen Abfluß über eine flache Geländeschwelle aus jungen Ablagerungen hinweg in das obere Mesopotamien.

Ein am Nordufer des Sees gelegener 4 bis 5 km breiter Gebirgszug trennt den See von der 300 m tiefer gelegenen großen Ebene von Elazig.

Das Projekt besteht darin, den Gebirgszug zwischen dem See und der Ebene von Elazig mit einem Druck-



Abb. 1. Geologischer Plan der Umgebung des Druckstollens des Hazaree-Kraftwerkes (nach H. Kleinsorge und A. Alkumru).

Wasserstollen zu unterfahren und den Niveauunterschied durch eine Wasserkraftanlage auszunutzen. Gleichzeitig wird das auf diese Weise aus dem Hazaree entnommene Wasser für die Bewässerung der Ebene von Elazig verwendet.

Der Druckstollen ist auf 1220 m Meereshöhe, also 28 m tiefer als der gegenwärtige Seespiegel, geplant worden, und der See wird zunächst mit Hilfe eines Einlaufschachtes und später mit einem allmählich immer weiter zu vertiefenden Einlaufkanal innerhalb von einigen Jahrzehnten abgesenkt. Sein Einzugsgebiet wird durch Umleitungen vergrößert.

Es soll hier vom geologischen Standpunkt aus einiges über den Bau des Wasserstollens mitgeteilt werden, um anzudeuten, wie die erwarteten und eingetretenen geologischen Schwierigkeiten trotz des teilweisen Mangels an moderner technischer Ausrüstung erfolgreich überwunden werden konnten.

II. Geologischer Überblick

a) Gesteinselemente

Das Gebirge zwischen dem See und der Ebene von Elazig besteht aus sehr verschiedenen Gesteinselementen, die in beträchtlichem Maße tektonische Verformungen aufweisen. Das relative Alter fand ich in Übereinstimmung

mit H. Kleinsorge in der Reihenfolge vom Jüngeren zum Älteren wie folgt:

- Andesit mit gelegentlichen Tuffeinschaltungen
- Melaphyr
- Radiolarit + Steinmergel
- Kalk-Schiefer-Serie (? Alttertiär)
- Gabbro/Diorit

Der Gabbro/Diorit, der nur in einigen lokalen Vorkommen unter dem jüngeren Deckgebirge hervortritt, ist meist stark zersetzt und teilweise serpentinisiert. Er ist infolge dieser Zersetzung ingenieurgeologisch zumindest in den oberflächennahen Zonen als schwieriges Gestein zu bewerten.

Die Kalk-Schiefer-Serie besteht überwiegend aus sandigen Tonschiefern mit darin eingelagerten vereinzelt mehr oder weniger mächtigen Kalkbänken. Unter dem Einfluß der tektonischen Kräfte ist die Serie von einem sehr engen Kluftnetz durchzogen. Die Schiefer sind in den Bereichen mit engeren Falten zu Griffelschiefer verwandelt, und die Kalkbänke sind stark geschiefert.

Die Kalk-Schiefer-Serie baut im wesentlichen den östlichen Teil des Gebirges auf.

Die aus Andesit und im tieferen Teil aus Melaphyr bestehende Effusiv-Serie mit den an der Basis bisweilen auftretenden Radiolariten und Steinmergel baut den westlichen Teil des Gebirges auf. Die Effusivgesteine sind in der Nachbarschaft von Störungen und Bruchflächen chloritisiert und serizitisiert, und die Feldspate sind kaolinisiert.

Zwischen dem Gabbro und der Kalk-Schiefer-Serie sowie zwischen dieser und der Effusivserie liegen Diskordanzen, entlang denen die Gesteinszersetzung stärker fortgeschritten ist.

b) Tektonik

Die einzelnen Gesteinselemente werden von zahlreichen Bruchflächen durchzogen und in mehr oder weniger große Schollen zerteilt und zerstückelt. Das Gebiet des Andesits wird von dem östlich davon gelegenen Kalk-Schiefergebiet durch eine Verwerfung abgeschnitten. Die Richtung dieser Verwerfung und auch zahlreicher kleiner Verwerfungen ist NW-SO. Außerdem treten aber auch Störungsflächen auf, die fast senkrecht dazu in NO-SW-Richtung verlaufen.

An den Schichtgesteinen ist eine starke Faltung zu beobachten. Die Kalk-Schiefer-Serie fällt überwiegend nach NO hin mit etwa 25 bis 40° ein.

Allgemein herrscht in den einzelnen Schollen Südvergenz vor. Nach Kleinsorge liegen auch Anzeichen dafür vor, daß Überschiebungen von NW nach SO stattgefunden haben.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß das von dem Stollen zu durchörternde Gebirge von vielen Verwerfungen durchzogen und in zahlreiche Schollen zerteilt ist und daß die geologischen Verhältnisse in der Nähe der Störungsflächen infolge der an diese Flächen gebundenen hydrothermalen Zersetzung und der tektonischen Zerquetschung den Bau des Druckstollens ungünstig beeinflussen. Diese bereits von H. Kleinsorge in seiner Vorstudie gemachte Voraussage hat sich beim Bau des Tunnels voll bestätigt.

III. Auswahl der Linienführung des Druckstollens

Die geologischen Vorarbeiten für die Planung des Druckstollens wurden im Jahre 1950 von Herrn Dr. H. Kleinsorge und Herrn A. Alkumuru durchgeführt. Sie bestanden im wesentlichen aus einer geologischen Kartierung des betroffenen Geländeabschnittes und im Ansatz und der Auswertung einiger Untersuchungsbohrungen. Das Ergebnis dieser Untersuchungen fand in dem Vorschlag mehrerer Alternativen für die Linienführung des Druckstollens bzw. einer Kombination zwischen Tunnel und Hangkanal seinen Niederschlag, von denen schließlich dem Druckstollen der Vorzug gegeben wurde.

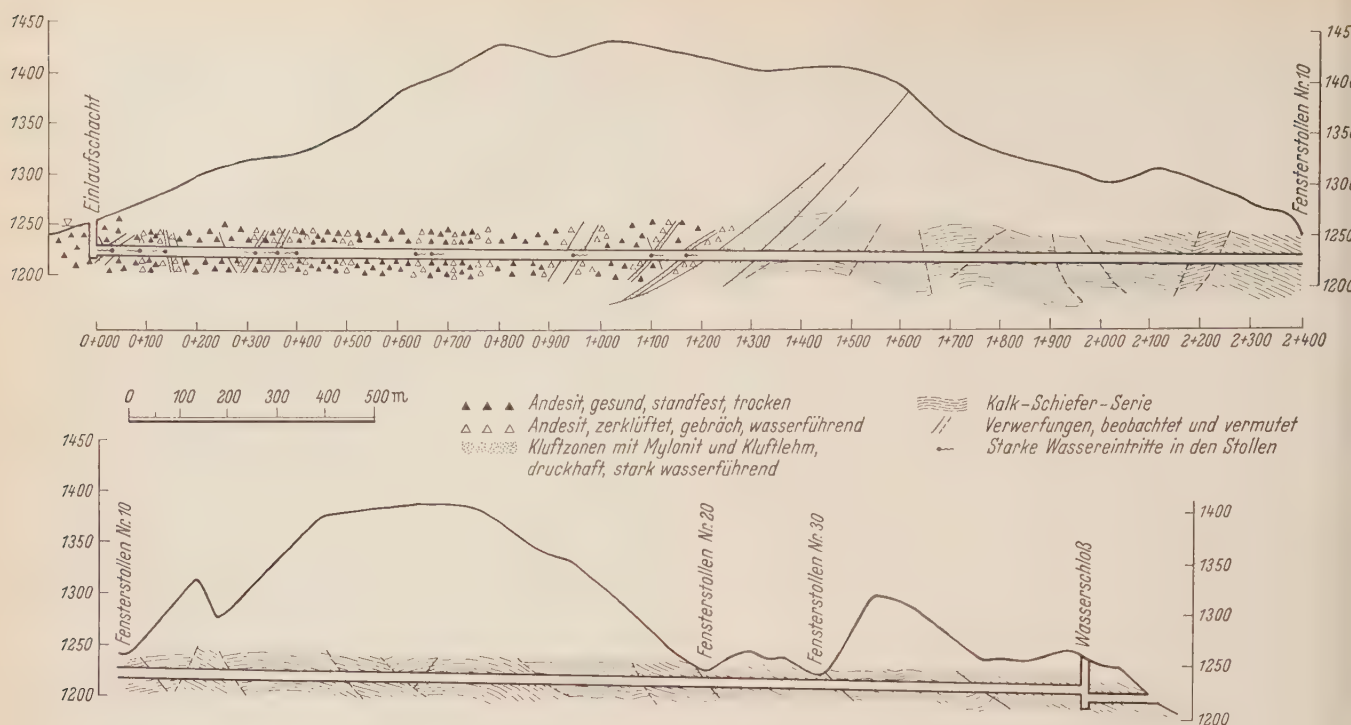


Abb. 2. Vereinfachter geologischer Schnitt durch den Druckstollen.

Maßgebend für den Ansatz der Linienführung waren geologische Überlegungen bezüglich der Placierung des Einlaufschachtes. Infolge des meist sehr steilwandigen Seeufers standen nur einige wenige flachere Uferplätze zur Auswahl. Einer derselben, der aus einem kleinen Vorkommen von Gabbro/Diorit besteht, schied wegen der in den Bohrungen festgestellten erheblichen Klüftigkeit und Wasserdurchlässigkeit aus, so daß man sich entschloß, den Einlaufschacht auf einer flachen Uferböschung im Andesit anzulegen. Der aus der Kalk-Schiefer-Serie bestehende Uferabschnitt wurde wegen seiner Empfindlichkeit gegenüber Wasser und wegen der unmittelbar am See befürchteten tiefgründigen Aufweichung der Sedimentserie von vornherein für die Anlage des Einlaufschachtes außer Betracht gelassen.

Bei der Auswahl der Linienführung des Druckstollens, beginnend vom Einlaufbauwerk im Andesit, ergaben sich in geologischer Hinsicht zwei Alternativen, nämlich ob der Stollen möglichst in der Effusivserie verbleiben sollte und dadurch auch die von vornherein als schwierig erkannte NW-SO verlaufende Hauptstörungszone zwischen dem Effusivgestein und der Kalk-Schiefer-Serie gar nicht berühren sollte oder ob der Stollen möglichst schnell aus der Effusivserie durch die Hauptstörungszone hindurch in die Kalk-Schiefer-Serie hinübergeführt werden sollte.

Die Kalk-Schiefer-Serie wurde als günstiger angesehen. Ihr Vorteil liegt darin, daß das Gestein sich besser brechen läßt und selbst bei starker Zerklüftung keine chemische Veränderung des Gesteins auftreten kann. Auch die beim Stollenbau in diesem Abschnitt erwarteten Wasserverhältnisse wurden vergleichsweise als günstig angesehen. Die Durchquerung der Hauptstörungszone wurde in Kauf genommen.

Im Gegensatz dazu wurden die infolge hydrothermalen und tektonischer Vorgänge im Effusivgestein hervorgerufenen und an die Nähe der Störungen gebundenen chemischen Veränderungen als gefährlich angesehen. Während in der geschmeidiger auf die tektonischen Kräfte reagierenden sedimentären Serie keine offenen Spalten zu befürchten waren, mußte man in dem starren Effusivkomplex mit offenen Spalten und daher erhöhtem Wasserandrang beim Stollenbau rechnen.

Auf Grund dieser geologischen Überlegungen wurde die Linienführung des Wasserstollens so gewählt, daß der Stollen unter Anstrengung einer möglichst kurzen Gesamtlänge nach etwa 1,5 km die Effusivserie verläßt und in die

Kalk-Schiefer-Serie übertritt. Hierbei wurde auch darauf geachtet, daß die Hauptstörungszone nicht allzu spitzwinklig vom Stollen durchörtert werden muß. Der Schnittwinkel beträgt 25°. Auf dem geologischen Plan scheint der Schnittpunkt sehr günstig unter der Paßhöhe zu liegen. Da die Störung aber mit 60 bis 80° Steilheit nach SW einfällt, verschiebt sich der Schnittpunkt etwas nach Süden.

Nachdem die oberirdische Wasserscheide nördlich der Hauptstörung unterfahren ist, verläuft die übrige Stollenstrecke mehr oder weniger als Rückentunnel oder Lehnentunnel in der Kalk-Schiefer-Serie. Die häufigen Einkerbungen des nördlichen Gebirgsabfalles durch schroffe Rensen begünstigen die Anlage von Fensterstollen, ohne daß der Stollen allzu nahe an den Berghang herangeführt werden muß. Von drei Fensterstollen aus, von denen der längste etwa 50 m lang ist, wurde der Stollen im vollen Querschnitt nach beiden Richtungen ausgebrochen. Der Ausbruch hat einen Richtdurchmesser von 3 m, der nach dem Ausbau des Stollens verbleibende lichte Durchmesser des Stollens soll 2 m betragen. Die Fenster befinden sich bei Streckenpunkt 2 + 400 (Fenster Nr. 10), 3 + 570 (Fenster Nr. 20) und 3 + 770 (Fenster Nr. 30). Bei Streckenpunkt 4 + 328 mündet der Stollen in ein 45,5 m hohes Wasserschloß mit einem lichten Durchmesser von 9 m, dessen oberer Rand mit der Oberfläche des Berghanges abschließt.

Hinter dem Wasserschloß folgt noch ein 119 m langer Stollenabschnitt, der bei Streckenpunkt 4 + 458 die Oberfläche des Berghanges erreicht.

IV. Erster Bauabschnitt

Der Bau des Druckstollens wurde Ende 1952 vom Fenster Nr. 10 aus und im Frühjahr 1953 auch von den Fenstern Nr. 20 und Nr. 30 aus begonnen. Im ersten Bauabschnitt, d. h. solange der Stollen in der Kalk-Schiefer-Serie verlief, traten keine nennenswerten Schwierigkeiten auf. Der Ausbruch des Tunnels wurde ohne Hinzuziehung eines Geologen durchgeführt. Infolgedessen wurde vermieden, die beim Ausbruch des Tunnels vorgefundene geologische, tektonische und hydrologische Beschaffenheit in Plänen aufzunehmen und auszuwerten. Es können also über diesen Abschnitt keine bewiesenen geologischen Aussagen gemacht werden. Dem Vernehmen nach verlief der Stollenbau in diesem Abschnitt ziemlich planmäßig.

Auch der Vortrieb des Stollens von Fenster Nr. 10 her in Richtung auf den See zu wurde einschließlich der Durch-

örterung der Hauptstörungszone zwischen der Kalk-Schiefer-Serie und der Effusivserie ohne geologische Überwachung durchgeführt. Als der Verfasser wegen der zunehmenden Schwierigkeiten als Geologe hinzugezogen wurde, war ein großer Teil des bis dahin ausgebauten Stollenabschnitts bereits vollständig mit Beton ausgebaut, so daß die geologischen Verhältnisse an den Tunnelwänden nicht mehr studiert werden konnten.

V. Zweiter Bauabschnitt

a) Stollenabschnitt vom Fenster Nr. 10

in Richtung zum See

Als zweiter Bauabschnitt soll hier derjenige aufgefaßt werden, bei dem die Schwierigkeiten derartig zunahmen, daß man den weiteren Vortrieb nur noch unter geologischer Mitarbeit durchzuführen imstande war. Die Zunahme der Schwierigkeiten begann, nachdem der Stollen aus der Kalk-Schiefer-Serie in das Effusivgestein von wechselnder Güte gelangt war und als mit fortschreitender Annäherung an den See die Wassereintritte in den Stollen bedrohlicher wurden.

Bei Streckenpunkt 1 + 308 verließ der Stollen die Kalk-Schiefer-Serie und gelangte in die Hauptstörungszone, die sich, wie vermutet, als ein stark verlehmt und mylonitisierter sowie viel Wasser führender Streifen erwies, der bis Streckenpunkt 1 + 222 aushielt. Der Andesit ist in brekziösen Ophiolith verwandelt. Schmale, ebenfalls verlehmt und Wasser führende Parallelstörungen hierzu stellten sich von Streckenpunkt 1 + 181 bis 1 + 175 und von 1 + 113 bis 1 + 105 ein. Lehm und zerruschelter Ophiolith drückten von der Firste her stark auf den Stollen. Nach eingehender Untersuchung konnte die zureichende Voraussage gegeben werden, daß es sich bei den beiden letztgenannten Störungen nur um wenige Meter breite, etwas schräg zur Stollennachse verlaufende und nach W einfallende Parallelstörungen handelt. Sie wurden unter einer starken, sorgfältig vorgetriebenen Verzimmerung überwunden.

Im weiteren Verlauf des Stollenbaues konnten dank regelmäßiger geologischer Untersuchung die geotechnischen Eigenschaften des Gebirges weitgehend geklärt und verbindliche Voraussagen gemacht werden. Es war als ziemlich sicher vorzusehen, daß der Stollen stets in der Effusivserie verbleiben würde und daß kein wesentlicher Gesteinswechsel zu erwarten war.

Der Andesit wird hauptsächlich von zwei Klufttrichtungen durchzogen; die eine streicht NW-SO, die andere O-SW. O-W streichende Klüfte wurden selten gesehen. Die Klüfte fallen überwiegend steil ein, nur vereinzelt verflacht sich das Einfallen bis auf 50°. Die Richtung des Einfallens wechselt, ohne daß mit Sicherheit eine Gesetzmäßigkeit zu erkennen ist. Der überwiegende Teil der Klüfte und offenen Spalten ist harmlos. Die Kluftwände bestehen aus nur wenig beanspruchtem, im großen und ganzen gesundem Gestein. Der Wasseraustritt aus den Klüften erreichte unmittelbar beim Anstich meist mehrere Liter pro Sekunde, verringerte sich aber nach einigen Stunden und Tagen erheblich, bis nach Wochen die Kluft völlig trocken wurde. Nur an einigen Klüften, an denen stärkere tektonische Bewegungen und hydrothermale Umwandlungen des Gesteins stattgefunden hatten, ergaben sich beim Vortrieb Komplikationen. Diese Klüfte kündigten sich meist dadurch an, daß im Andesit Quarz- oder Kalzitadern und ebenso verheilte Kleinklüfte in zunehmendem Maße auftraten. Der in den Klüften befindliche Lehm und das Wasser vermischte brekziöse Gesteinsbrei ergoß sich in den Stollen und unterbrach den weiteren Vortrieb.

Zwischen Streckenpunkt 0 + 956 und 0 + 937 zerbröckelte das Gewicht des auflastenden Gesteinsbreis die Verzimmerung, so daß die Tunnelbrüst vorübergehend nicht zugänglich war. Mit dem Gesteinsbrei flossen 10–15 Liter Wasser pro Sekunde in den Stollen. Später verminderte sich der Wasserzufluß auf 2–3 Liter. Bei der Ausräumung

des Gesteinsbreis kam es darauf an, der sehr plastischen Masse das Wasser zu entziehen. Daher wurde, beginnend im gesunden Andesit, eine 13 m lange Galerie parallel zum Hauptstollen angelegt, mit der die Störungszone vorsichtig im kleinstmöglichen Querschnitt angefahren wurde. Das Wasser floß darauf überwiegend durch die Galerie ab, und der Gesteinsbrei an der Einbruchsstelle verlor seine Plastizität und Fließeigenschaft, so daß er unter allmählichem Vortrieb einer neuen Verzimmerung ausgeräumt werden konnte. Nach Angaben des Unternehmers wurden an die 300 m³ Gesteinsbrei fortgeräumt. Der entstandene Hohlraum wurde, soweit erreichbar, mit Holz und Blockwerk verfüllt und der Tunnelabschnitt möglichst schnell ausbetoniert. Auch jenseits der Mylonitzone wurde der Andesit bis zum Streckenpunkt 0 + 938 noch so brüchig vorgefunden, daß auch dieser Abschnitt schnell hinter Beton gebracht wurde.

Abgesehen von den in weiten Abständen auftretenden verlehmtten Klüften und mylonitisierten Zonen erwies sich der Andesit im übrigen als ein gut durchtunnelbares Gestein.

Das aus den zahlreichen Klüften in den Stollen rieselnde Wasser wurde durch Schwerkraftgefälle in Richtung zum Fensterstollen abgeleitet. Da die an der Tunnelsohle eingebaute Drainage jedoch zeitweilig den Wasserandrang nicht bewältigen konnte, staute sich in dem der Tunnelbrüst am nächsten gelegenen Abschnitt das Wasser bis zu 20 cm Höhe. Das war zwar lästig beim Verlegen der Gleise, aber es behinderte den Gleistransport nicht ernstlich. Zudem liefen die Klüfte bereits nach einigen Tagen oder Wochen trocken, so daß trotz der beim Vortrieb des Stollens neu hinzukommenden Wasser führenden Klüfte die gesamte abzuführende Wassermenge in diesem Tunnelabschnitt zwischen 10 und 20 Liter pro Sekunde schwankte und in erträglichen Grenzen blieb.

b) Einlaufschacht

Der Einlaufschacht wurde etwa 20 m vom Seeufer entfernt angelegt. Bevor mit dem Abteufen begonnen wurde, wurden rings um die Baustelle herum auf zwei Kreisen von 7 und 9 m Durchmesser je 6 Injektionsbohrungen bis zu 20 m bzw. 36 m Tiefe ausgeführt. Der Wasserverlust betrug im Durchschnitt 2,2 Liter pro 1 m in 1 Minute. Infolge zu großer Injektionsstufen von jeweils 10 m und zu schneller Verdickung der Zementsuspension und zu schnell erreichter Sättigungsdrücke von 5 atü waren diese Injektionen, wie sich später herausstellte, nicht genügend wirksam. Da der Ort des geplanten Schachtes nach Durchführung dieser Injektionsarbeiten noch einmal um 1,5 m verlegt und dadurch nicht mehr konzentrisch von dem Injektionsring umschlossen wurde, wurde, als der Schacht bereits bis 15 m abgeteuft war, ein neuer, ovaler Injektionsring mit acht 40 m tiefen Injektionslöchern um die Baustelle gelegt. Die Wasserdruckversuche vor der Injektion ergaben wieder ungefähr 2,2 Liter pro 1 m in 1 Minute. Die Injektionen wurden mit bis zu 7 atü Druck durchgeführt. Um Ausbrüche des Injektionsmaterials in den bereits bis 15 m abgeteuchten Schacht zu vermeiden, wurde in den Injektionslöchern nur die Strecke von 15 bis 40 m in jeweils 4-m-Stufen behandelt. Der Zementverbrauch je Loch schwankte in weiten Grenzen zwischen 137 kg und 1800 kg pro 25 m Injektionsstrecke. Der Abstand der Bohrungen betrug 4 m.

Entgegen dem Rat des Geologen wurde beim weiteren Abteufen des Schachtes mit Sprengstoff gearbeitet. Hierdurch wurde der vorher angelegte Injektionskranz vermutlich teilweise wieder aufgerissen und Wasser drang in den Schacht. In den Zwischenräumen nachträglich angesetzte Kontrollbohrungen zeigten, daß die Wasserdurchlässigkeit unverändert oder zum Teil sogar höher als vor den Injektionen war. Zur Trockenhaltung der Baugrube mußten stündlich 11 m³ herausgepumpt werden.

c) Stollenabschnitt am Schacht

Sobald der Schacht bis zur Endtiefe von 30 m (Meereshöhe 1219 m) abgeteuft war, wurde dem vom Fensterstollen Nr. 10 vorgestreckten Stollen in nördlicher Richtung entgegen gearbeitet. Die Frage war dabei, welche Wasser-Verhältnisse zu erwarten seien, sobald der Stollen aus dem, wenn auch unvollständig, so aber doch zu einem gewissen Grade durch die Injektionen beeinflussten Umkreis herauskommt und in den unbehandelten Andesit vordringt.

Nach den Erfahrungen beim Abteufen des Schachtes mußte beim Vortrieb des Stollens außerhalb der injizierten Zone wegen der fast unmittelbaren Nachbarschaft des Sees mit einem erhöhten Wasserandrang gerechnet werden, der aber bis zu einer gewissen Grenze noch zu bewältigen war, da die vorhandene Pumpkapazität bis dahin nur zu 20 % ausgenutzt war. Es wurde überdies empfohlen, in den ersten 40 m des Stollenvortriebs nur mit einem Minimum an Sprengstoff zu arbeiten, um den Wasserandrang aus den Gesteinsklüften nicht zu aktivieren. Ferner wurde empfohlen, für den Fall unvorhersehbarer und auch an dem geologischen Zustand an der Erdoberfläche nicht im voraus erkennbarer, stark Wasser führender oder mylonitisierter Zonen, Injektionsgerät für Vorausinjektionen entlang der Tunneltrasse bereit zu halten.

Diesen Empfehlungen wurde jedoch nicht entsprochen, weil man möglichst schnell Strecke gewinnen wollte und weil die Beschaffung geeigneten Injektionsgerätes viel Zeit erfordert hätte. So vertraute man auf die noch vorhandene Pumpenkapazität, die außerdem noch durch weitere Pumpen erheblich vergrößert werden konnte. Den für die Pumpen notwendigen Energieaufwand sah man als das kleinere Übel an und war bereit, ihn in Kauf zu nehmen.

Unter diesen Voraussetzungen wurde der Stollen vom Schacht her vorgetrieben. Er durchörterte zunächst gesunden Andesit mit einigen nur wenig Wasser führenden, 110° streichenden Klüften und kam bei Streckenpunkt 0 + 030 in eine sehr spitzwinklig zur Stollenachse verlaufende, 165° streichende, aus zahlreichen verlehnten Klüften bestehende Zone, in der bei einem gleichzeitigen Wasserandrang von 20 Liter pro Sek. am Streckenpunkt 0 + 038 der Lastdruck gegen die Verzimmerung erheblich zunahm und sich sogar Einbrüche in den Stollen ereigneten. Nachdem dieser Abschnitt bis Streckenpunkt 0 + 041 überwunden war und schnell hinter Beton gebracht wurde, stellte sich von 0 + 061 bis 0 + 095 hartes, aber auf den Klüften viel Wasser führendes Andesitgebirge ein. Ab Streckenpunkt 0 + 132 begann erneut eine bis Streckenpunkt 0 + 141 aushaltende weiche mylonitisierte Zone. Die Überwindung dieser Zone gestaltete sich sehr schwierig und zeitraubend, zumal man sich immer noch nicht entschließen konnte, entsprechend dem geologischen Rat den Mylonitbrei durch Vorausinjektionen zu verfestigen und die Klüfte abzudichten. Der Wasserandrang aus dieser Zone erreichte solche Ausmaße, daß die Pumpenleistung im Schachtsumpf auf 250 m³/Std., das sind annähernd 70 Liter/sec, gesteigert werden mußte. Die Wassereinbrüche riefen außerdem eine 15 m lange, flache Ausspülung entlang der Firste hervor.

Im Gegensatz zu den angefahrenen Wasser führenden Klüften in dem vom Fensterstollen Nr. 10 her vorgetriebenen Stollenabschnitt, die sich nach einer gewissen Zeit entleeren, handelt es sich in dem Stollenabschnitt in der Nähe des Sees um Klüfte, die auf mehr oder weniger langen Umwegen vom See her gespeist werden. Nur die schwächeren dieser Wasseraustritte versiegten.

Mit fortschreitendem Stollenvortrieb stieg die gesamte, in den Tunnel eindringende Wassermenge immer mehr an und erreichte, als der Stollen von Streckenpunkt 0 + 314 bis 0 + 320 und bei Streckenpunkt 0 + 358 neuerlich eine 5 m breite, NW-SO spitzwinklig zur Stollenachse streichende Mylonitzone mit starkem Wasserandrang anfuhr, 350 m³/Std., die sich einige Stunden lang sogar auf 500 m³/Std. steigerten.

Die beiden Stollenvortriebe trafen am 8. April 1957 bei Streckenpunkt 0 + 475 mit sehr guter Genauigkeit aufein-

ander. Im Durchschnitt wurde bei unkomplizierten geologischen Verhältnissen täglich 2,5 m Stollenstrecke ausgebaut.

VI. Hinterpressung der Tunnelröhre

Während vom Fensterstollen Nr. 10 aus der Stollen zum See hin vorgetrieben wurde, begann im Dezember 1956 die Hinterpressung des betonierten Stollenabschnittes von Streckenpunkt 2 + 444 in Richtung zur Stollenmündung.

Die Beobachtungen in der Tunnelröhre erlaubten Rückschlüsse auf die Wasserverhältnisse hinter der Tunnelröhre. Demnach mußten sich in den nicht satt genug verfüllten Abschnitten hinter der Tunnelröhre Wassersäcke gebildet haben und eine gewisse Wasserzirkulation stattfinden. Dieser Stollenabschnitt war geologisch nicht aufgenommen worden, so daß über die Lage der wassersperrenden Klüfte nach der Betonierung nichts mehr festgestellt werden konnte.

Es wurde vorgeschlagen, einen Kranz von abwechselnd jeweils 4 bzw. 2 Injektionslöchern anzulegen und als Richtlinie von Kranz zu Kranz einen Abstand von 3 m anzunehmen. An den Stellen, an denen sich mit Sicherheit Hohlräume hinter der Tunnelröhre befinden mußten, sollte der Abstand variiert werden. Die Anordnung der Löcher war so gewählt, daß sie zu dem benachbarten Kranz auf Lücke saßen. Als maximaler Preßdruck wurden mit Rücksicht auf die Beschaffenheit der Betonröhre anfänglich nur 3 Atmosphären, später 5 Atmosphären zugelassen. Da es offensichtlich war, daß hinter der Betonröhre beträchtliche Hohlräume zurückgeblieben waren, wurde zu deren Verfüllung von Anfang an mit einer reichlich dicken Suspension (Zementwasserzahl 1/1) gearbeitet. Nach erfolgten Probeinjektionen in einem 125 m langen Abschnitt wurde zwecks Einsparung von Zement der Zusatz von Feinsand, Silt oder Puzzolane empfohlen.

Wegen der zum Teil klaffenden Schalungsfugen und anderer Mängel im Beton ergab sich bei der Hinterpressung in einigen Abschnitten ein Rückfluß der Zementsuspension durch die Betonröhre hindurch in den Tunnel. Diese Strecken mußten wiederholt behandelt werden, wobei während der ersten Behandlung zum Teil nur mit einem Druck von 0,5 bis 1 atü gearbeitet werden konnte.

Insgesamt war der Zementverbrauch im Hinblick auf den geringen Umfang des Stollens ganz erheblich. Pro lfd. Meter wurden 0,5 t Zement benötigt.

Das Wasserschloß wurde als zylindrischer Kamin in der Kalk-Schiefer-Serie am Nordabhang des Höhenzuges angeordnet mit besonderem Bedacht darauf, daß der ausgewählte Hangabschnitt rutschungssicher ist. Für die Hinterpressung der 95 m² großen Bodenfläche und der 1554 m² großen Mantelfläche wurden etwas mehr als 17 t Zement verbraucht.

VII. Behandlung des Stollenmundloches

An dem in einem etwa 12 m langen Einschnitt am Berghang liegenden Stollenmundloch ist die Gebirgsdecke über der Stollenfirste im Minimum nur 6 m mächtig. Sie besteht aus von der Kalk-Schiefer-Serie herrührendem, nur mäßig verbackenem Hangschutt und darunter aus steingefaltetem Mergelschiefer und blättrigem Schiefer, der entlang den Schichtflächen durch die Verwitterung tiefgründig aufgelockert ist. Es ist zu befürchten, daß das Deckgebirge im Bereich des Stollenausgangs eine zu schwache natürliche Festigkeit besitzt, um von der Stollenröhre herkommende Druckspannungen aufnehmen zu können. Wegen dieser Bedenken wurde der Anschluß der am dem Hang verlegten Druckrohrleitung an den Stollen in der Weise hergestellt, daß ein von der Druckrohrleitung ausgehendes Stahlrohr 13,5 m lang in die Betonröhre hineinreicht. Das Gebirge rings um diesen Abschnitt wurde durch 3 m lange Injektionslöcher injiziert, wobei 16 t Zement verbraucht wurden. Infolge eines im Verhältnis zum Auflagerungsdruck zu hoch gewählten Injektionsdruckes brach die Suspension stellenweise an der Oberfläche aus

VIII. Beeinflussung der Quellen durch den Stollenbau

Am Nordhang und am Südhang des von dem Wasserstollen unterfahrenen Gebirges liegen einige Quellen. Eine am Nordhang neben der Paßstraße und über dem Niveau des Stollens im Andesit gelegene, beim Neubau der Straße gefaßte Quelle versiegte sehr bald, nachdem der Vortrieb vom Fensterstollen Nr. 10 her nach Süden in Angriff genommen war. Sie liegt etwa 1,5 km abseits der

Stollentrasse. Ebenfalls erstarb die am Südhang oberhalb des Seeufers in der Kalk-Schiefer-Serie befindliche Quelle. Da diese Quelle den Weiler Ali Komu versorgte, gerieten die Bewohner durch das Versiegen der Quelle in Bedrängnis. Es ist anzunehmen, daß sich, wenn nach Vollendung des Stollenbaus die unter der Stollensohle angeordnete Drainage geschlossen wird, wieder annähernd die ursprünglichen hydrologischen Verhältnisse einstellen.

Die Fischbauchklappe und verwandte Wehrsysteme

Von o. Professor Dr. Paul Cicin, Wien

(Fortsetzung und Schluß aus Heft 10)

DK 627.432.4

IV. Die Antriebsarten

Zu unterscheiden ist hier zwischen der Art, wie die Klappe vom Pfeiler aus angetrieben wird, und der maschinenbaulichen Ausgestaltung des Windwerkes.

Die einfachste und billigste Art des Klappenantriebes ist die mittels einer Triebstockzahnstange, die von einem aus der Pfeilerwand auskragenden Ritzel betätigt wird (Abb. 17, Klappenwehr Heimbach). Die Anordnung ist allerdings ästhetisch nicht ganz befriedigend, da die Triebstockzahnstange — besonders bei Klappe in Staulage — über das Dach des Windwerkhauses hinausragt. Eine Zwischenlösung, bei der die Einfachheit der Anordnung unter Vermeidung des unvorteilhaften Aussehens gewahrt bleibt, ist aus der Abb. 18 (Klappenwehr Dahlhausen) zu ersehen. Das Windwerkshaus ist hier seitlich auskragend gebaut und mit einem Aufbau versehen, der die Triebstockzange auch in der höchsten Lage aufnimmt. Im unteren Pfeilerbereich bleibt wohl die Zahnstange sichtbar, doch macht sie sich nicht störend bemerkbar. Eine andere Lösung, die ebenfalls das Hervortreten des Zugmittels vermeidet, besteht darin, den Kettenantrieb anzuwenden und in den Pfeilern Nischen anzuordnen (Lichtbild Abb. 19 des Mainwehres Offenbach). Wie aus der Abbildung zu erkennen ist, wurde die Klappe bis an die Innenwände dieser Nischen geführt, so daß die am Endquerrahmen der Klappe angreifende Kette praktisch völlig verdeckt bleibt.

In besonderen Fällen kann die Forderung vorliegen, daß die Antriebsmittel für die Betätigung der Fischbauchklappe außerhalb der Pfeiler überhaupt nicht sichtbar sind und daß auch keine Pfeilernischen vorhanden sein dürfen. Für einen solchen Fall hat der Verfasser eine Anordnung entwickelt, die bei der Anlage Schäfergrund verwirklicht worden ist. Es handelt sich um das bereits erwähnte Klappenwehr von 50,0 m LW und 6,4 m Stauhöhe. Um die Zugstange nicht den Stößen durchfahrender Schiffe auszusetzen, liegen die Antriebsorgane verdeckt innerhalb der Pfeiler. Die Lösung ist dadurch gekennzeichnet, daß an den Endquerrahmen des angetriebenen Endes ein zusätzliches kreisförmiges Antriebsrohr angeflanscht wurde, dessen Achse mit der Drehachse der Fischbauchklappe zusammenfällt (Abb. 20). Dieses Antriebsrohr durchdringt eine kreisförmige Öffnung in der seitlichen Pfeilerwand und ist an seinem der Klappe abgewandten Ende im Pfeilermauerwerk gelagert und mit einem schwenkbaren Antriebshebel verbunden, der über eine Zugstange vom Windwerk aus betätigt wird. Die hier erforderliche Antriebskraft ist bedeutend, etwa max. 250 t, so daß das 30 t schwere Rohr aus Stahlguß hergestellt werden mußte. Abb. 21 zeigt die Ausbildung des Endquerrahmens. Seine größte Wandstärke im unteren Bereich beträgt 72 mm, sie konnte nach oben entsprechend der Abnahme des Biegemomentes herabgemindert werden.

Der Antrieb selbst ist ein Spindeltrieb, wie er besonders bei großen Antriebskräften Verwendung findet. Eine waagrecht gelagerte Spindel wird über Windwerksvorgelege vom Motor angetrieben und bewegt eine entsprechend geführte Wandermutter, die über eine Zugstange den Antriebshebel betätigt. Bei kleineren Antriebskräften wird allerdings das einfachere Triebstockwindwerk mit Stirnradvorgelege bevorzugt. Es wird meistens, wie auch im Falle der Abb. 22, mit fliegendem Ritzel angeordnet.

Eine vorteilhafte Eigenschaft des Klappenwehres ist die Möglichkeit des Absenkens unter alleiniger Wirkung des Staudruckes, ohne Zuhilfenahme des Windwerkes. Die Klappe kann somit auch bei Stromausfall umgelegt werden, ohne daß dazu das sonst notwendige Hilfsaggregat erforderlich wäre. Zu diesem Zwecke muß allerdings im Windwerk das selbstsperrende Glied — das Schneckengetriebe — ausgeschaltet und durch eine zusätzliche Vorrichtung das zu schnelle Niedergehen der Klappe verhindert werden. Ein solches Mittel besteht aus einer Ölbremse, wie sie in Abb. 23 ersichtlich ist, deren Wirkung darin besteht, daß sie die Löschung der beim Absinken frei werdenden Energie durch Umwandlung in Wärme herbeiführt.

Bemerkenswert ist die Antriebsart der Aufsatzklappe bei den Unterwasserkraftwerken an der Iller, insbesondere durch je eine in Mitte Klappe angreifende, von unten betätigte Trieb-



Abb. 17. Klappenwehranlage an der Rurtalsperre bei Heimbach.

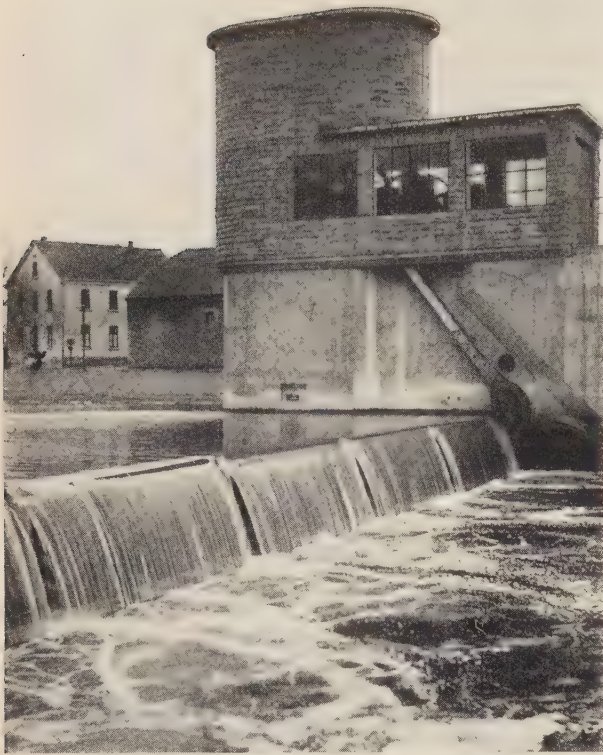


Abb. 18. Fischbauchklappenwehr in der Ruhr bei Dahlhausen.

stock-Zahnstange (Abb. 24) bzw. durch mehrere Zahnstangen, die die kontinuierlich verlaufende Klappe (Abb. 25 und 26) antreiben. Bei der letzteren Anordnung hätte allerdings die Anzahl der Antriebe wesentlich verringert werden können.

V. Notverschlüsse

Mit der Frage der optimalen Lichtweite und damit zusammenhängend auch mit der Alternative, entweder eine



Abb. 19. Mittelöffnung der Wehranlage Offenbach im Main.

Klappe pro Öffnung mit ein- oder zweiseitigem Antrieb oder zwei einseitig angetriebene Klappenhälften, die in der Mitte Öffnung ohne Zwischenpfeiler aneinanderstoßen hängt auch das Problem der Notverschlüsse zusammen. Da der Hauptverschlußkörper nicht ohne weiteres aus der Öffnung — wie z. B. bei den Schützwehren — herausgehoben werden kann, kommt diesem Fragenkomplex eine besondere Bedeutung zu. Sind nämlich nur wenige große Öffnungen vorhanden, so ist — bei Teilung der Klappen durch Einbau einer wasserdichten provisorischen Querwand — die Möglichkeit gegeben, nur die jeweilige halbe Wehroffnung abzudämmen und an der betreffenden Klappenhälfte die Ausbesserungen, Anstricherneuerungen usw. vorzunehmen, während die zweite Hälfte betriebsfähig bleibt. Das für die Hochwasserabführung erforderliche Durchflußprofil kann dann leichter auch bei Ausfall dieser halben Öffnung gewahrt werden.

VI. Schwingungserscheinungen

Der Schwingungsmechanismus kann auf Grund der Beobachtungen am ausgeführten Bauwerk und an Modellen im Versuchsgerinne als grundsätzlich geklärt angesehen werden. Primär handelt es sich um selbsterregte Schwingungen des Strahles, bei denen ein Energieaustausch zwischen dem schwingenden Überfallstrahl und der pulsierenden, vom Überfallstrahl abgeschlossenen Luftsäule stattfindet. Im Rhythmus des schwingenden Strahles entstehen auf die Klappenoberfläche wirkende, zeitlich harmonisch verlaufende Druckschwankungen, die einer periodisch pulsierenden Kraft gleichkommen und die zusammen mit den unmittelbaren Impulsen aus den Luftdruckschwankungen erzwungene Schwingungen der Klappe hervorrufen. Durch die schwingende Klappe werden jedoch auch Dämpfungskräfte geweckt, indem, neben der Eigendämpfung und der Seitendichtungsreibung am nicht angetriebenen Ende, die auf der Klappe lastende Flüssigkeitsmenge abschwächend auf die periodische Bewegung der Klappe wirkt.

Die Bewegungsgleichung enthält somit außer der Steifigkeitswerten der Klappe die Frequenz der periodisch einwirkenden Druckschwankungen und die Dämpfungskonstanten. Die letztgenannten beiden Werte können auf Grund von Beobachtungen am Modell oder besser am ausgeführten Bauwerk ermittelt werden. Diese Beobachtungen zeigen in Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Rechnung, daß die periodischen Druckschwankungen von der Klappe gesteuert werden und in erster Linie von ihrer Eigenfrequenz — d. h. von der Eigenfrequenz der mit der Flüssigkeitsmasse belasteten Klappe — abhängig sind. Dort, wo Schwingungen auftreten, weisen die Amplituden eine solche Größe auf, daß die vom Überfallstrahl aufgenommene Energie der durch die Dämpfung verbrauchten Arbeit entspricht.

Schwingungserscheinungen treten in der Regel bei kleinen Überfallhöhen auf. Das Wechselspiel zwischen der pulsierenden Luftsäule und dem schwingenden Strahl, das die Ursache für die pulsierenden Druckschwankungen an der Klappe bildet, kann sich nur bei einem relativ schwachen Überfallstrahl von geringer Eigenstabilität einstellen, während bei einem Strahl von größerer Mächtigkeit die Luftverdünnung nicht mehr in der Lage ist, diesen in Schwingungen zu versetzen. Im letzteren Falle bildet sich vielmehr ein Gleichgewichtszustand, bei dem die vom Strahl absorbierte Luftmenge stetig, d. h. ohne pulsierende Druckschwankungen, durch die Zufuhr von den Belüftungskämen ersetzt wird.

Für die Höhe der Eigenfrequenz ist außer der jeweiligen Wasserauflast auch die Anordnung des Antriebes der Klappe, ob einseitig oder zweiseitig, maßgebend. Die ein-

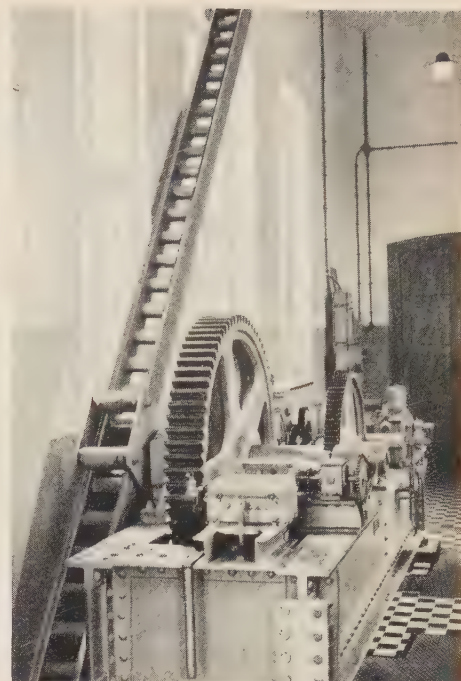


Abb. 22.
Windwerk der Klappenwehranlage in der Oste bei
Bremervörde.

Die Ermittlung der Eigenfrequenzen erfolgt am zweckmäßigsten nach der Rayleighschen Methode unter Zrundelegung der aus der vorausgegangenen genauen Festigkeitsberechnung erhaltenen Werte. Bei der Aufstellung der Energiebilanz ist zu berücksichtigen, daß die Verrehungsschwingungen um den Schubmittelpunkt von Torsionsschwingungen von gleicher Phase und Frequenz begleitet sind. Dementsprechend wurde in der Arbeitsglei-

chung sowohl die Arbeit der Torsionsmomente als auch diejenige der Biegemomente einbezogen. Für die Klappe Schäfergrund wurde diese Berechnung unter Berücksichtigung der veränderlichen Wandstärken der Mantelbleche durchgeführt.



Es ergab sich eine Eigenfrequenz von 4,30 Hz für die Klappe bei größter Wasserauflast. Die so ermittelte Frequenz ist niedriger als für die Klappe mit geringer Überfallshöhe, so daß bei der hohen Dämpfung Schwingungen von nennenswerter Amplitude nicht zu erwarten waren. Bei den Klappen Schäfergrund war allerdings, durch die besonderen Verhältnisse bedingt, eine Überprüfung auf ihr Schwingungsverhalten nicht möglich.

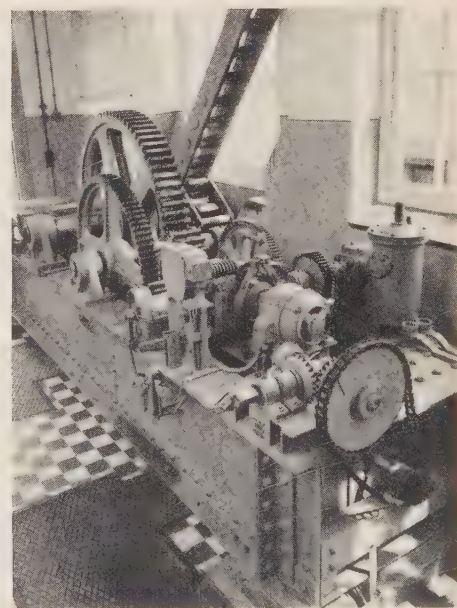


Abb. 23.
Klappenwindwerk mit hydraulischer Senkbremse.



Abb. 24. Illerstufe VI bei Lautrach.

Allgemein ergibt sich aus den vorstehenden Betrachtungen, daß man, um die Ursachen für die Entstehung der Schwingungen zu bekämpfen, für eine ausreichende Belüftung des Strahles Sorge tragen muß. Dazu sind seitliche Luftzuführungskanäle und längs des oberen Klappenrandes angeordnete Strahlzerteiler (Abb. 17 und 18) zweckmäßig.

VII. Anwendungsbereich

Betrachtet man die Abmessungen der zahlreichen Anlagen, die seit dem Jahre 1931 insbesondere von der MAN

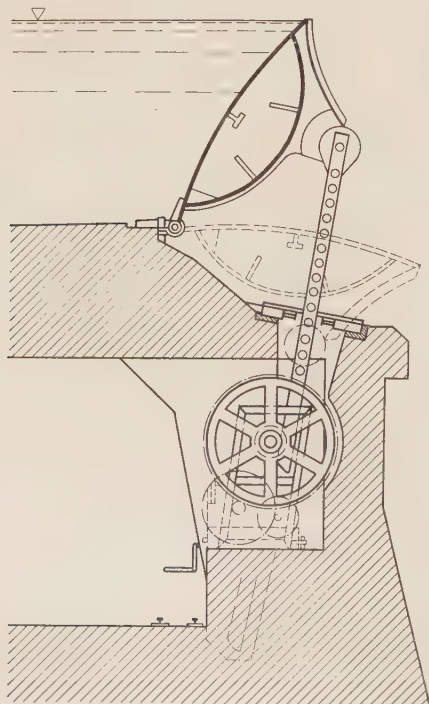


Abb. 25. Windwerksanordnung bei den Fischbauchklappen in der Iller bei Lautrach — Querschnitt.

mit Fischbauchklappen ausgestattet worden sind, so lassen sich in bezug auf die obere Grenze des Anwendungsbereiches einige bemerkenswerte Feststellungen machen. Im Vordergrund stehen zunächst die zwei größten bisher erbauten Anlagen:

1. die im Jahre 1949 für die Mittelloffnung des Mainwehres Offenbach erbaute Fischbauchklappe und
2. die vom Verfasser behandelte Anlage Schäfergrund.

Die Anordnung einer Fischbauchklappe als Hauptverschuß in der Regulieröffnung eines Mainwehres bedeutet eine Neuerung und einen wesentlichen Fortschritt. Bei den gegebenen Stauhöhen von ca. 7 m können Aufsatzklappen von relativ nur geringer Höhe vorgesehen werden, so daß bereits bei mittleren Hochwässern die Hauptverschlüsse angehoben werden müssen. Bei der Lösung wie in Offenbach entfallen diese Schwierigkeiten, da die Klappe je nach Bedarf beliebig bis zur völligen Freigabe der Öffnung abgesenkt werden kann.

Die größte Öffnung der Stauanlage Schäfergrund weist bei 6,4 m Stauhöhe eine Lichtweite von 50,0 m auf; die Mittelloffnung der Wehranlage Offenbach hat bei 5,0 m Stauhöhe eine Lichtweite von 40,0 m, die Klappe ist ungeteilt und zweiseitig angetrieben. Die Klappe der Anlage Schäfergrund ist in der Mitte der Öffnung geteilt; jede Hälfte erhält einen einseitigen Antrieb vom anschließenden Uferpfeiler. Ein Zwischenpfeiler ist nicht vorhanden. Berücksichtigt man, daß der Wasserdruck mit dem Quadrat der Stauhöhe anwächst, so kann man eine Kennziffer für die Größe der Windwerksbelastung errechnen, die gleich ist: $L \cdot H^2 \cdot k$, wobei L die Länge der Klappe, H die Stauhöhe und k ein Beiwert ist, der etwa mit 0,25 angesetzt werden kann. Diese Kennziffer beträgt bei Schäfergrund $25,0 \cdot 6,4^2 \cdot 0,25 = 250$ t, bei Offenbach dagegen, mit Rücksicht auf den beiderseitigen Antrieb, nur: $40,0/2 \cdot 5,0^2 \cdot 0,25 = 125$ t.

Aus dem Vergleich der beiden Ziffern ist zunächst zu entnehmen, daß „Offenbach“ etwa die Hälfte der Antriebskraft von „Schäfergrund“ erfordert; d. h. man könnte mit den Windwerken von Schäfergrund beim Vorliegen eines

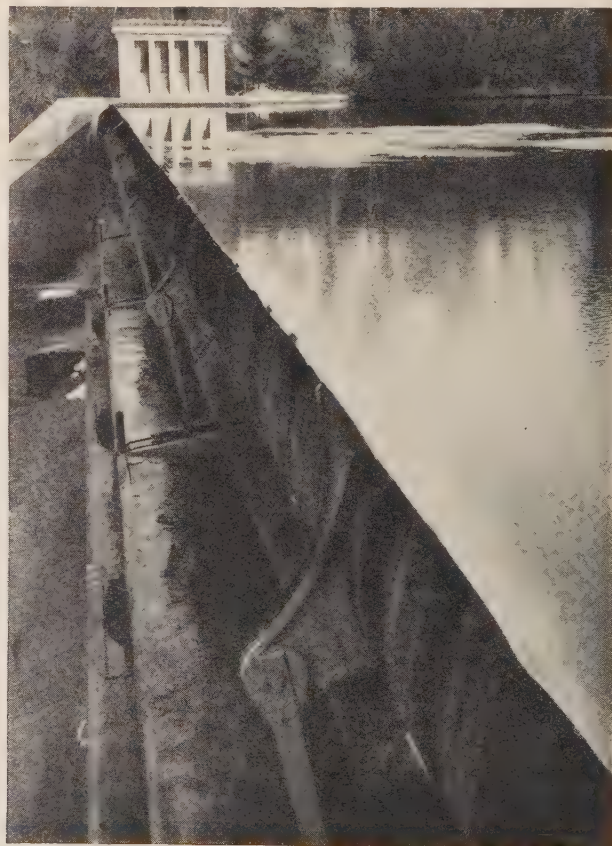


Abb. 26. Illerstufe VII bei Lautrach.



Abb. 27. Klappenwehranlage Obermaubach, Ansicht von Unterwasser.

Stauhöhe von 5,0 m und bei zweiseitigem Antrieb eine Fischbauchklappe mit einer Lichtweite von 80,0 m antreiben, woraus die weitgehende Anwendbarkeit dieses Klappensystems hervorgeht³.

Betrachtet man bei einigen Anlagen die Einteilung der Wehrfelder, so gewinnt man den Eindruck, daß nicht immer die der Fischbauchklappe innewohnenden Möglichkeiten ausgeschöpft werden. So sind zuweilen bei Stauanlagen größerer Länge relativ kleine Klappenelemente gewählt worden, wo bei der geringen Stauhöhe, ohne die Sicherheit bei Hochwassergefahr zu gefährden, die Klappenanzahl und dadurch die Anzahl der Zwischenpfeiler und der Antriebsorgane wesentlich hätte reduziert werden können.

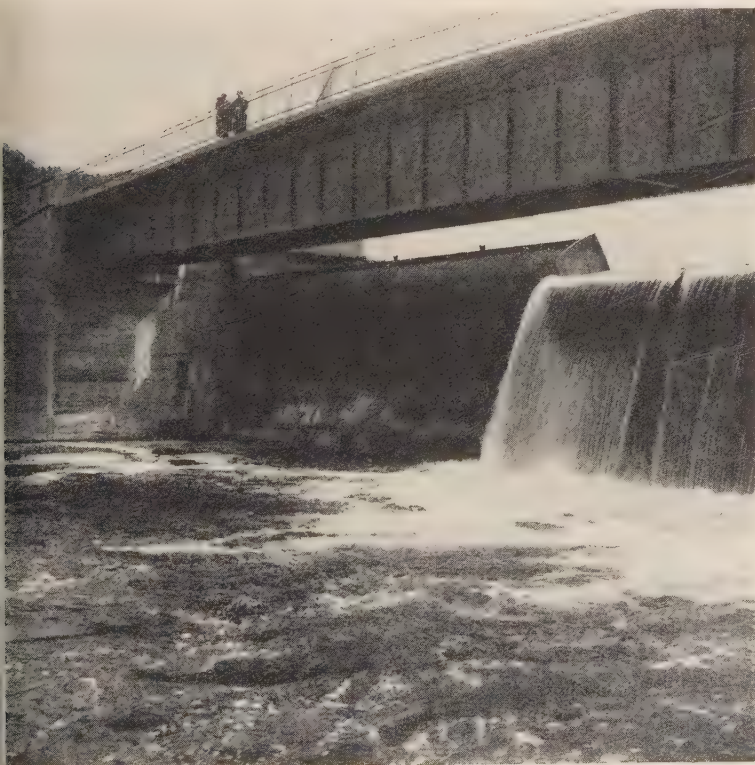


Abb. 28. Klappenwehr Obermaubach, Ansicht von Oberwasser.

³ Über das Fischbauchklappenwehr an den Niagara-fällen siehe Bauingenieur (1958) H. 10.

Ein weiteres Beispiel für eine der ersten großen Fischbauchklappen ist die Anlage Obermaubach am Rurstausee (Abb. 27 und 28). Es handelt sich um eine in der Mitte geteilte Klappe von 36,0 m Lichtweite und 4,0 m Stauhöhe. Eine Fischbauchklappe größerer Abmessungen, ebenfalls aus der Anfangszeit, ist die bereits erwähnte Anlage an der Rurtalsperre Heimbach: Lichtweite 18,0 m, Stauhöhe 5,5 m, einseitiger Antrieb (Abb. 17). Sie ist mit einer

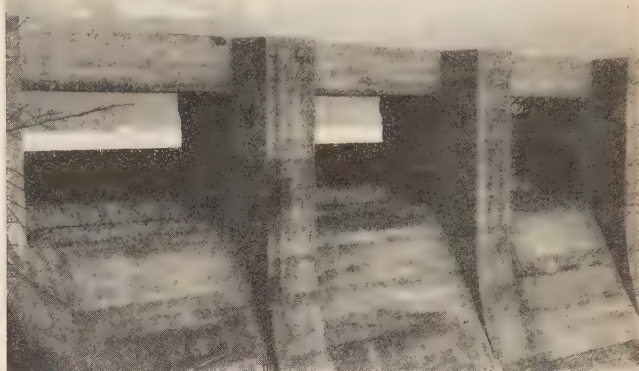


Abb. 29. Aufsatzklappen am Ausgleichsbecken der Bleilochsperre bei Burgkhammer.

selbsttätigen Hochwasserentlastung und Einstellung auf gleichbleibende Wassermenge ausgestattet. Vom Standpunkt der technischen Entwicklung ist die unter der seinerzeitigen Leitung des Herrn Baudirektor Dr. Ing. Oskar Jüngling erbaute Wehranlage am Ausgleichsbecken der Bleilochsperre bei Burgkhammer bemerkenswert, da sie die erste Anwendung der Fischbauchklappe auf einer festen Wehrschwelle darstellt (Abb. 29).

VIII. Weiterentwicklung

Bei zunehmender Stauhöhe und Lichtweite gelangt man bei Klappenwehren allmählich zu Antriebskräften, die einen übermäßigen Aufwand für die Windwerke und Antriebsorgane erfordern. Andererseits weist die neue Entwicklung auf das Bestreben hin, immer größere Lichtweiten zu wählen und dementsprechend die Anzahl der Öffnungen bzw. der Zwischenpfeiler einzuschränken.

Daß die Anwendung freitragender Verschlüsse, insbesondere auch von Segmentverschlüssen, bei sehr großer Lichtweite und relativ geringer Stauhöhe besonders bei schiffbaren Öffnungen Schwierigkeiten bereitet, geht auch aus den Entwürfen hervor, die für die Kanalisierung des holländischen Niederrheins und des Lek ausgearbeitet wurden⁴. Um den Forderungen nach freier Durchfahrthöhe für die größeren Schiffe zu genügen und den Baustoffaufwand bei den größten Lichtweiten in erträglichen Grenzen zu halten, wurden in sehr sinnreicher Weise im Grundriß halbkreisförmige Segmentverschlüsse vorgesehen, die auf der Hohlseite durch den Wasserdruck belastet und infolgedessen im wesentlichen auf Zug beansprucht sind. Trotz dieser Vorzüge ist jedoch der Aufwand beträchtlich und wesentlich größer als bei den kontinuierlich in der Sohle gelagerten Verschlusskörpern.

Auf dem Gedanken der Fischbauchklappe weiter aufbauend, hat der Verfasser ein System entwickelt⁵, das die Vorzüge des kontinuierlich in der Sohle abgestützten Verschlusskörpers mit denjenigen der freitragenden Wehrverschlüsse ver-

⁴ Siehe Bauingenieur (1958) H. 3.

⁵ Österr. Pat., DBP. ang., Auslandspatente.

einigt. Die Anordnung ist im Querschnitt in der Abb. 30 veranschaulicht. Es handelt sich um einen Fischbauchkörper, der nach Art eines Segmentwehres um eine auf der Oberwasserseite liegende Drehachse schwenkbar gelagert ist, der sich jedoch zusätzlich mittels an seinem unteren Rand in angemessenen Abständen angeordneten Laufrollen gegen die Wehrsohle beweglich abstützt. Der Staukörper ist dadurch wie eine Fischbauchklappe im wesentlichen auf Torsion beansprucht, kann aber andererseits bei mittleren Wasserständen, wie jeder freitragende Wehrverschluß, aus der Öffnung herausgehoben werden.

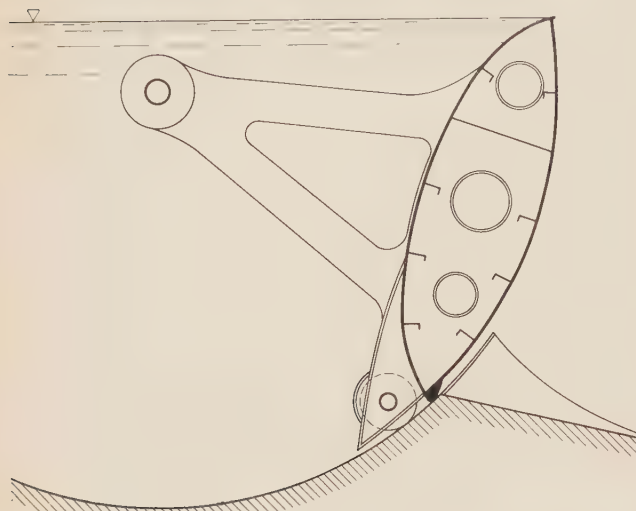


Abb. 30. Versenkbare Fischbauchklappe — Querschnitt.

Da sowohl die Wasserdruckresultierende als auch die Laufrollenreaktionen durch die Drehachse hindurchgehen, sind durch den Antrieb praktisch nur das Eigengewicht und die Reibungskräfte zu überwinden, und man kommt selbst bei Verschlußkörpern von sehr großen Abmessungen mit relativ schwachen Windwerken aus; darin liegt der Hauptvorteil dieses Wehrsystems. Dabei kann durch Anordnung konsolartiger Vorsprünge an der Sohle der Staukörper über die Staulage hinausgehoben werden, ohne daß die kontinuierliche Abstützung an der Sohle aufgehoben wird, so daß ein Spülstrom zwischen Wehrsohle und Unterkante Verschlußkörper entsteht und eventuelle Sandablagerungen in der Wehrgrube beseitigt werden können.

Um das statische Verhalten dieses Verschlußsystems zu überprüfen und einen Vergleich mit der Fischbauchklappe durchführen zu können, wurden für dieselben Abmessun-

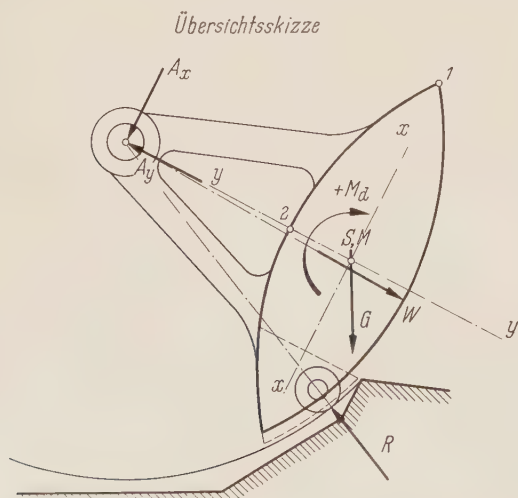


Abb. 31. Übersichtsskizze zu Tabelle 3 und Abb. 32.

gen wie bei „Schäfergrund“ die statisch unbestimmten Rollendrucke für das neue Wehrsystem ermittelt. Der Einfachheit halber wurde ein doppelsymmetrischer Querschnitt gemäß Abb. 31 gewählt, so daß hier der Schubmittelpunkt mit dem Schwerpunkt zusammenfällt. Aus dem gleichen Grunde wurde die Blechstärke über die ganze Länge konstant mit 12 mm vorgesehen. Der Verschlußkörper wurde auf zwölf Zwischenrollen gelagert angenommen, da jedoch hier die Richtung des Rollendruckes senkrecht zur Rollenbahn vorgegeben ist und Symmetrie in bezug auf Klappenmitte vorliegt, ist das System nur 7fach statisch unbestimmt.

Die Ergebnisse der Rechnung sind bemerkenswert. Es zeigt sich, daß die Rollendrucke über die ganze Wehröffnung fast gleichbleibend und annähernd gleich dem Wasserdruck für den betreffenden Abschnitt sind. Kennzeichnend für das Tragsystem ist ferner, daß die großen Werte der Biegemomente nicht in der Richtung des Wasser-

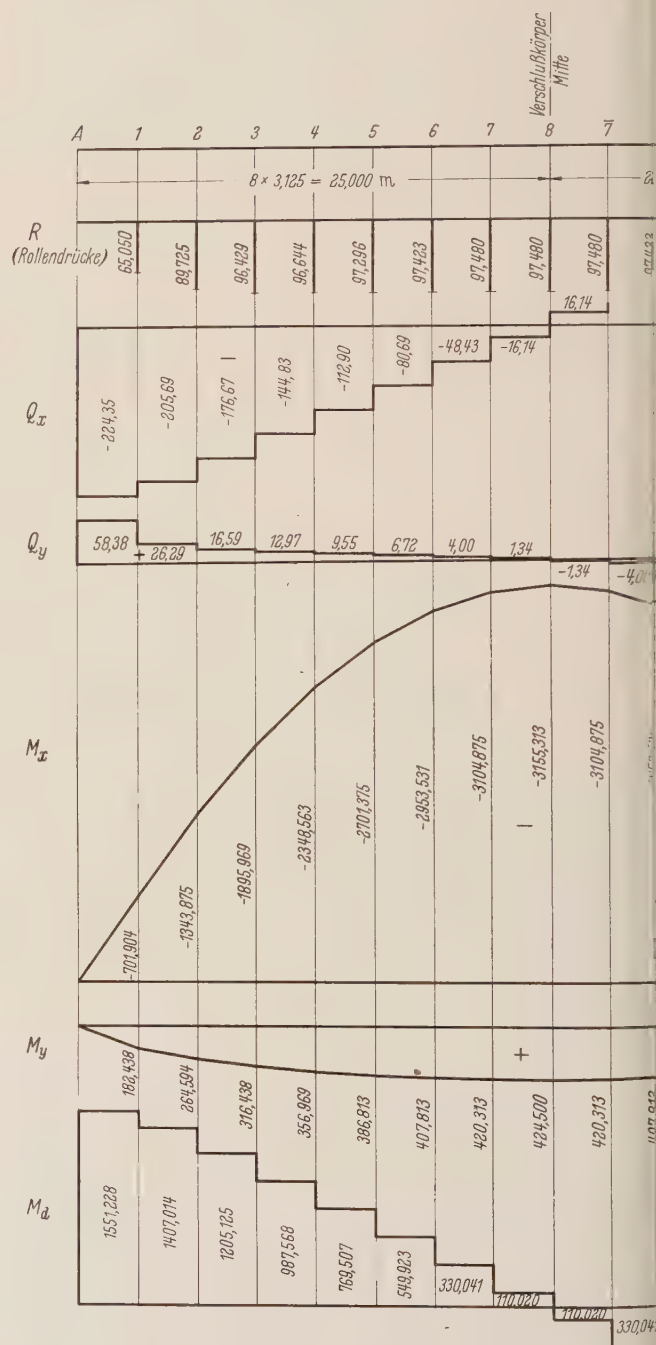


Abb. 32. Verlauf der Biegungs- und Torsionsmomente sowie Querkräfte und Lagerdrücke für den versenkbaren Fischbauchkörper.

druckes, sondern in der dazu senkrechten X-Richtung, d. h. in der Richtung der größten Trägheits- bzw. Widerstandsmomente auftreten, und zwar so, daß die Biegemomente wie bei einem einfachen Balken in Mitte Öffnung am größten sind und nach den Enden zu etwa parabolisch auf Null abfallen. Das Torsionsmoment zeigt dagegen den entgegengesetzten Verlauf, indem es von dem Größtwert an beiden Enden nach der Mitte annähernd linear auf Null abfällt. Die Größtwerte der Biegespannungen summieren sich somit nicht zu den Größtwerten der Verdrehungsspannungen, und daraus erklärt sich, daß bei gleichbleibender Blechstärke über die ganze Öffnung die Vergleichsspannung des Verschlusskörpers durchgehend fast konstant bleibt. Daß die größten Biegemomente in der Richtung der Sehne des im Querschnitt linsenförmigen Trägers zu erwarten sind, geht aus der Betrachtung des Kräftespiels hervor, wie es sich bei der Zusammensetzung des Laufrollendruckes mit den auf den zugehörigen Querrahmen entfallenden Wasserdruck ergibt. Die nach oben gerichteten Resultierenden schneiden die Verbindungslinie der Drehlager des Verschlusskörpers und verlaufen annähernd parallel zur Sehne des linsenförmigen Querschnittes: axonometrische Skizze (Abb. 5) in der österreichischen Patentschrift Nr. 191 343.

Die Ergebnisse der Rechnung, die nach den gleichen Grundsätzen durchgeführt wurde wie bei dem Beispiel „Fischbauchklappe“, sind in der Tabelle 3 und in Abb. 32 zusammengestellt.

Der Vergleich mit der Fischbauchklappe zeigt, daß das neue Verschlussystem bereits in bezug auf den Baustoffaufwand für den Verschlusskörper Vorteile aufweist; hinsichtlich des Aufwandes für die Windwerke sind jedoch die Ersparnisse besonders groß, selbst wenn man den Mehraufwand für die Laufrollen berücksichtigt. Den vor-

erwähnten Vorteilen, die für den Betrieb maßgebend sind, kommt jedoch eine noch größere Bedeutung zu.

Zum Abschluß sei im Zusammenhang mit dem vorstehend geschilderten Verschlussystem auf ein bei den Schleusentoren auftretendes Problem hingewiesen. Bei den modernen Stauanlagen in schiffbaren Flüssen werden für die Abführung außergewöhnlicher Hochwasser auch die Schleusen herangezogen, wodurch sich bei der Wehranlage beträchtliche Ersparnisse erzielen lassen. Eine solche Maßnahme ist jedoch bei den mit Stemmtoren ausgestatteten Schleusen nicht unmittelbar erfüllbar, da diese Tore nur bei ausgeglichenem Wasserstand bewegt werden können und eine Freigabe der Öffnung unter Stau nicht zulassen.

Bereits bei dem in den Jahren 1941—1943 in Angriff genommenen Bau der Schleusenanlage des Donaukraftwerkes Ybbs-Persenbeug als sogenanntes „Unterwasserkraftwerk“ waren die Vorkehrungen für die Hochwasserabfuhr unter Heranziehung der beiden Schleusenöffnungen getroffen und es wurden zu diesem Zwecke durch eine Arbeitsgemeinschaft der Firmen Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.G., Dortmunder Union und Fried. Krupp Magdeburg unter Mitwirkung des Verfassers die Pläne für die den besonderen Anforderungen angepaßten, versenkbaren Segmenttore ausgearbeitet. Die Drehachse der Tore lag auf der Unterwasserseite des Verschlusskörpers, das Eigengewicht war durch Gegengewichte ausgeglichen und der Antrieb erfolgte über eine kreisförmig gekrümmte Zahnstange. Diese Verschlussart hatte mit den üblichen Stemmtoren den gemeinsamen Vorteil, daß bei Freigabe der Toröffnung keine Verschlusssteile über die Schleusenplattform hinausragen, darüber hinaus konnten die Segmenttore unter Vollstau bewegt, d. h. geöffnet werden. Zusätzlich konnte dadurch auch das Tor durch Senken in der ersten Bewegungsperiode zum Füllen und Entleeren der

Tabelle 3. Tabellarische Zusammenstellung der Rechnungsergebnisse für den versenkbaren Fischbauchkörper.

	A	1	2	3	4	5	6	7	8
P_x [t]	+ 4,340	+ 8,680	+ 8,680	+ 8,680	+ 8,680	+ 8,680	+ 8,680	+ 8,680	+ (P/2) 4,340
P_y [t]	+ 45,560	+ 91,120	+ 91,120	+ 91,120	+ 91,120	+ 91,120	+ 91,120	+ 91,120	+ (P/2) 45,560
R_x [t]	—	+ 65,050	+ 89,725	+ 96,429	+ 96,644	+ 97,296	+ 97,423	+ 97,480	+ 97,480
R_y [t]	— 220,010	+ 27,340	+ 37,700	+ 40,520	+ 40,610	+ 40,890	+ 40,940	+ 40,970	+ 20,480
M_x [tm]	+ 103,940	+ 59,030	+ 81,420	+ 87,500	+ 87,700	+ 88,290	+ 88,400	+ 88,460	+ 44,220
M_y [tm]	—	— 701,094	— 1343,875	— 1895,969	— 2348,563	— 2701,375	— 2953,531	— 3104,875	— 3155,313
σ_1 [t/cm ²]	—	+ 182,438	+ 264,594	+ 316,438	+ 356,959	+ 386,813	+ 407,813	+ 420,313	+ 424,500
σ_2 [t/cm ²]	—	— 0,213	— 0,408	— 0,576	— 0,713	— 0,820	— 0,897	— 0,943	— 0,958
τ [t/cm ²]	—	+ 0,104	+ 0,151	+ 0,181	+ 0,204	+ 0,221	+ 0,233	— 0,240	+ 0,243
σ_x [t]	— 224,350	— 205,690	— 176,670	— 144,830	— 112,900	— 80,690	— 48,430	— 16,140	—
σ_y [t]	+ 58,380	+ 26,290	+ 16,590	+ 12,970	+ 9,550	+ 6,720	+ 4,000	+ 1,340	—
σ_z [t/cm ²]	— 0,161	— 0,148	— 0,127	— 0,104	— 0,081	— 0,058	— 0,035	— 0,012	—
τ [t/cm ²]	+ 0,101	+ 0,045	+ 0,029	+ 0,022	+ 0,017	+ 0,012	+ 0,007	+ 0,002	—
M_d [tm]	+ 1551,228	+ 1407,014	+ 1205,125	+ 987,568	+ 769,507	+ 549,923	+ 330,041	+ 110,020	—
σ_d [t/cm ²]	+ 0,388	+ 0,352	+ 0,301	+ 0,247	+ 0,192	+ 0,138	+ 0,083	+ 0,028	—
τ_1 [t/cm ²]	0,873	0,800	0,812	0,852	0,896	0,934	0,956	0,960	—
τ_2 [t/cm ²]	0,957	0,879	0,763	0,641	0,522	0,412	0,315	0,253	—

Vorzeichen der Momente

M_x aus den Kräften P_x , positiv, wenn unten Zug!

M_y aus den Kräften P_y , positiv, wenn unten Zug!

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{v1} &= \sqrt{\sigma_1^2 + 3(\tau_y + \tau_d)^2} \\ \sigma_{v2} &= \sqrt{\sigma_2^2 + 3(\tau_x + \tau_d)^2} \end{aligned} \right\} \text{Vergleichsspannungen}$$

P_x, P_y Komponenten der Resultierenden aus Wasserdruck und Eigengewicht in Richtung der Hauptachsen!

Rollendrucke

Schleusenkammern herangezogen werden, zu welchem Zwecke die Stauwand im Sohlenbereich eine entsprechende Ausgestaltung erfuhr. In den vergangenen Jahren sind dann die Schleusen des Mainwehres Würzburg mit solchen Schleusenverschlüssen von der MAN ausgestattet worden.

Der einzige, allerdings schwerwiegende Nachteil, der bei den großen Abmessungen der Schleusen Ybb-Persenbeug bei dieser Art von Verschlüssen in Kauf genommen werden mußte, bestand darin, daß von den Drehlagern ein gewaltiger Stützendruck — etwa 1100 Tonnen pro Lager — aufgenommen werden mußte und daß der als Krag-

träger gelagerte Drehzapfen zu der großen Druckkraft auch das zugehörige Einspannungsmoment auf die Schleusen-
häupter übertrag. Die Aufnahme dieser Kräfte bedingte
einen übergroßen Aufwand an Stahlbewehrung.

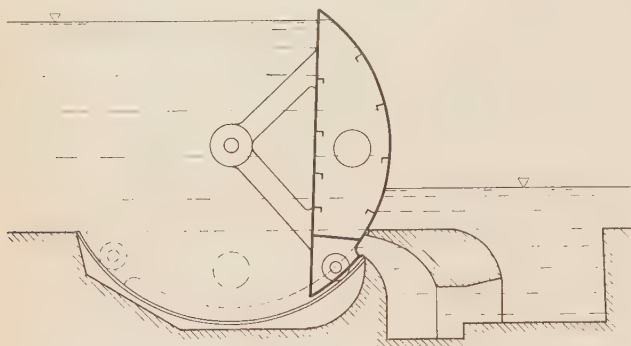


Abb. 33. Versenkbare Stauklappe als Schleusenverschluß.

Mittels des neuen Segmentwehres können diese Schwierigkeiten vermieden werden. Durch das Vorhandensein der in angemessenen Abständen über die ganze Verschlusslänge

verteilten Abstützrollen (Abb. 33) wird ein Teil der auf das Tor wirkenden Wasserlast unmittelbar auf das Sohlenmauerwerk übertragen, wo die Kraftaufnahme keine Schwierigkeiten bereitet. Die in den Drehgelenken und im Mauerwerk der Schleusenhäupter auftretenden Kräfte und Beanspruchungen sind dadurch gegenüber den Belastungen bei der älteren Bauweise wesentlich herabgesetzt. In der Querschnittszeichnung der Abb. 33 sind auch die Vorrichtungen veranschaulicht, die zum Füllen und Entleeren der Kammern dienen und ein gleichmäßiges Abströmen des Füllwassers ohne Beeinträchtigung der Schiffe bezwecken.

Der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.G., Werk Gustavsburg, die mir in freundlicher Weise die Lichtbilder und Zeichnungen der hier beschriebenen Anlage zur Verfügung gestellt hat, möchte ich auch an dieser Stelle meinen verbindlichsten Dank aussprechen.

Meinen beiden Assistenten danke ich besonders für die wertvolle Hilfe, die sie mir bei der Ausarbeitung der Unterlagen geleistet haben. Insbesondere hat Herr Dr. Ing. Siegfried Grundtner, unterstützt von Herrn Dipl.-Ing. Heinrich Strobl, die umfangreichen statischen Untersuchungen durchgeführt. Herr Dipl.-Ing. Strobl hat zudem die Schaubilder und übrigen Zeichnungen für die Veröffentlichung angefertigt.

Kurze Technische Berichte

DK 624.92.012.45/46 : 725.4 : 663.4

Spann- und Stahlbeton beim Bau einer Brauerei

Der folgende Bericht befaßt sich mit Fabrikgebäuden für eine Brauerei in England, deren Anlage und Konstruktion in Stahl- bzw. Spannbeton bemerkenswert erscheint. Es handelt sich um ein Sudhaus, ein Gärhaus und ein Flaschenlager.

Zunächst seien einige Bemerkungen über die Herstellung des Bieres vorausgeschickt. Im Sudhaus wird das Malz aus dem Silo über ein Sieb der Malzmühle zugeführt, wo es gemahlen wird. Aus Zwischenbehältern wird das Mahlgut in einen Maischbottich gebracht, in dem es durch heißes Wasser ausgelaugt wird. Die Flüssigkeit fließt durch ein Bodensieb danach einem Kupferkessel zu, in dem sie zusammen mit hinzugefügtem Hopfen 1½ Stunden lang gekocht wird. Nach dem Kochen wird die Flüssigkeit in einen Behälter abgelassen, in dem der ausgelaugte Hopfen ausgeschieden und von dem aus sie nach dem Gärhaus hinübergepumpt wird. Hier passiert sie zunächst einen Kühler, wo die Temperatur auf 15° C reduziert wird, und fließt nach einem Sammelkessel ab. Hier wird die Hefe zugegeben und das künftige Bier auf Gewicht und Gehalt geprüft. In Gär-

bottichen bleibt es sieben Tage stehen. Nach Reinigung wird das fertige Bier in Fässer oder Flaschen abgefüllt.

Danach sind im Sudhaus die meisten und verschiedenartigsten Apparate untergebracht, die durch ihre Form und ihr Gewicht den Baukonstruktionen ihre besondere Gestalt aufprägen (Abb. 1). Das Haus hat sieben verschiedene hohe Geschosse. Es enthält drei Malzsilozellen von je 65 t Fassungsvermögen. Die 15 cm dicken Wände sind außen mit Ziegelmauerwerk verkleidet, das auf Konsolen ruht. Innen sind sie glatt gerieben und mit einer Wasserglaslösung behandelt, um sie staubfrei zu machen.

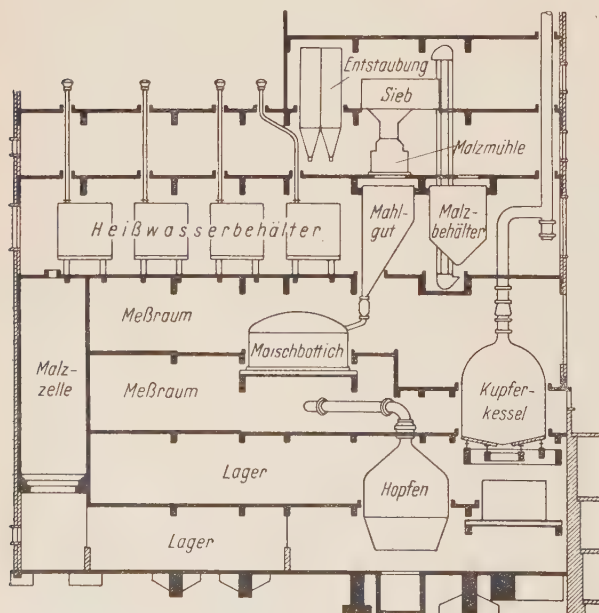


Abb. 1. Schnitt durch das Sudhaus.

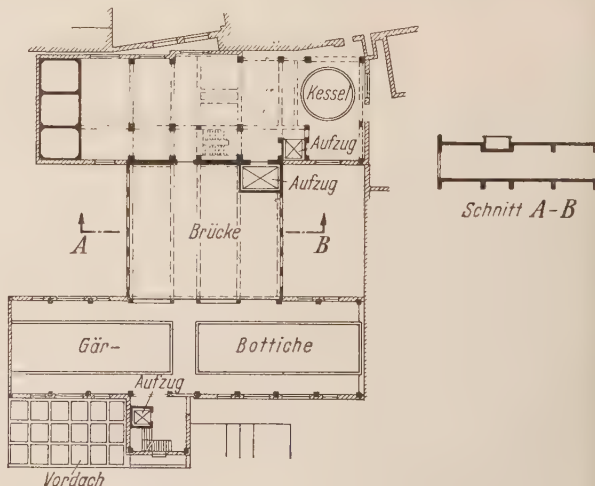


Abb. 2. Grundriß von Sud- und Gärhaus.

Obwohl das Gebäude keinen Keller hat, waren besondere Gründungsmaßnahmen wegen der Nachbarschaft vorhandener Gebäude an einer Schmal- und einer Langseite erforderlich. Es mußten Nachbarfundamente unterfangen und an der Schmalseite die eigenen Fundamente wegen eines benachbarten Kellers durch Stampfbetonpfeiler etwa 8 m tief hinabgeführt werden.

Für die Silos, für das weit ausladende Vordach über dem Eingang und für den Aufzugsturm wurde Sperrholzschalung verwendet. Vordach und Aufzugsturm wurden aus Beton mit weißem Zement hergestellt.

Das Gärhaus, ein Stahlbetonskelettbau von 32 m Länge, 9 m Breite und 26,5 m Höhe, hat außer dem Keller fünf Geschosse (s. Abb. 2 und 3). In den oberen Geschossen sind 7 Gärbottiche eingebaut, von denen jeder bei einer Füllhöhe von 1,20 m 81 m³ faßt. Die Innenflächen der Bottiche sind mit einem Hartgummiüberzug versehen. Im Keller ist ein weiterer, allseits geschlossener Stahlbetonbehälter eingebaut, der bei Füllung bis Unter-

unte der Kellerdeckenträger 136 m³ Flüssigkeit faßt. Die Träger
nd, um eine Luftzirkulation zu ermöglichen, mit einer Reihe
ussparungen von 5 cm ϕ versehen. Das Erdgeschoß dient der
unterbringung von 25 mit Glas ausgekleideten Stahlkesseln, von
enen jeder 18 t wiegt.

Die auf volle Breite des Gebäudes gespannten Hauptträger
er oberen Geschosse, welche die Gärbottiche tragen, liegen

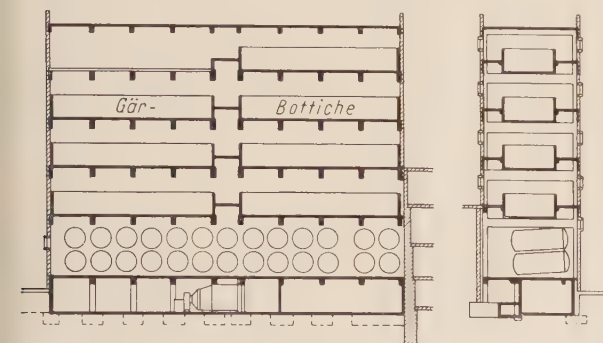


Abb. 3. Schnitte durch das Gärhaus.

20 m unter Deckenoberkante. Die Deckenplatte spannt sich von
en Außenwänden der Bottiche nach den Randbalken der
ußenwände. Die Bottiche wurden ohne besondere Rüstung mit
ilfe von teleskopartigen Schalungsträgern erst eingebaut, nach-
em das Skelett mit sämtlichen Hauptträgern errichtet war
bb. 4). Auf der dem Sudhaus abgewandten Längsseite ist ein
40 m frei auskragendes Vordach angeordnet, das ebenfalls aus
eißem Zementbeton besteht. Da es 1,20 m tiefer liegt als die
rdgeschoßdecke, und um Biegemomente in den Stützen zu ver-
eiden, ist es an zwei über die Außenstützen hinaus verlänger-
n Hauptträgern angehängt.

Sudhaus und Gärhaus sind durch eine 13,7 m breite und
2,2 m frei gespannte gedeckte Brücke verbunden. Wände und
ach der Brücke wurden erst ausgeführt, nachdem die Trag-
lken ausgerüstet waren. Die Konstruktion ist an den Gebäuden
ei beweglich gelagert. Die Brücke dient der Unterbringung von
öräumen und der Überführung von Rohr- und anderen Lei-
ngen. Die Hauptförderleitungen dagegen sind in einem klein-
n Tunnel zwischen den beiden Gebäuden unter Flur unter-
bracht.



Abb. 4.

Während die Konstruktion des Sudhauses durch die eingebau-
Apparate bestimmt ist, war im Flaschenlagergebäude, das
er vor den genannten Gebäuden errichtet wurde, die Führung
Bandförderer für die Gestaltung der Decken maßgebend.
s Gebäude ist 55 m lang, 26 m breit und 16,8 m hoch. Es ent-
t auf 31 m Länge einen 6,75 m tiefen Keller (Abb. 5). In die-
s sind untergebracht sechs Kompressoren, der Kühlraum für
Glas ausgekleidete Stahllagertanks, der Filterraum, wo das
r gekühlt und gefiltert wird. Als Zugang zum Keller dient
kleiner Tunnel, der vom Gärhaus über einen Treppen-
acht erreicht wird. Die flach gehaltene Decke über dem
ller ist für eine Nutzlast von 2,75 t/qm bemessen. Sie hat die

Maschinen für das Waschen, Verschließen, Etikettieren und
Abpacken der Flaschen, die Filter- und Pasteurisiemaschinen zu
tragen. Das erste Geschöß dient der Sortierung, das zweite und
dritte der Lagerung von Flaschen. Die vier Decken über Ge-
lände sind für eine Nutzlast von 1,65 t/qm bemessen.

Ursprünglich sollten diese Decken in allen Geschossen träger-
los sein. Wegen der großen Öffnungen für die Transportbänder
wurden im ersten und zweiten Obergeschoß breite, niedrige
Balken angeordnet. Auf dem Dach sind als von den Träger-
konstruktionen unabhängige Bauwerke ein Stahlbeton-Kühler-

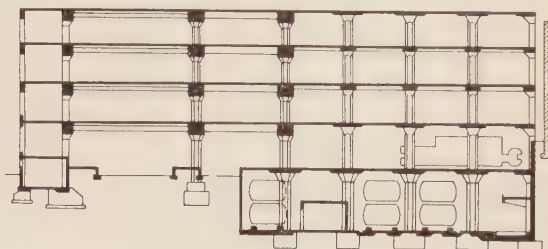


Abb. 5. Schnitte durch das Flaschenlager.

trog von 26,5 m Länge, 6,75 m Breite und 1,20 m Tiefe und
außerdem ein Wasservorratsbehälter von 81 m³ Inhalt errichtet.
An den Gebäudeteil über dem Keller mit den flachen Decken
schließt ein mittlerer Abschnitt von 9,50 m Länge, beiderseits
durch Bewegungsfugen getrennt, mit normalen Stahlbeton-
balken an. Diese ruhen auf Konsolen, die aus den schweren
Querträgern auskragen. Der dritte Abschnitt des Gebäudes
dient Verladezwecken. Seine Decken werden von vorgespannten
Balken getragen. Ihre Spannweite ist 13,80 m. Ursprüng-
lich sollten alle gleiche Gestalt haben. Die erst später fest-
gelegten Öffnungen für die Bandförderer machten es not-
wendig, an den Öffnungen drei Balken zu einer Gruppe zu-
sammenzufassen und diese durch Quervorspannung zur ge-
meinsamen Lastaufnahme zu befähigen. Um die Schalung
zwischen den Stegen entfernen zu können, mußten die unteren
Flansche weggelassen werden. Der normale Spannbetonträger
hat I-Form und ist 91,5 cm hoch mit einem 35,5 cm breiten
Fuß und 76 cm breitem oberem Flansch. Die Vorspannung
erfolgte nach dem System Freyssinet mit je 4 Kabeln zu 12 Drä-
hten von 7 mm ϕ , Spannkraft je Kabel: 46,65 t. Die zulässige
Spannung war zu 100 kg/mm² bei einer Festigkeit der Drähte
von 160 kg/mm² gewählt worden. Um eine Verkürzung der
Spannbetonbalken bei der Vorspannung zu ermöglichen, wurde
ein Ende am Querträger gleitend gelagert und dieser erst nach
dem Vorspannen betoniert. Die Spannungen waren beim Last-
fall „Eigengewicht + Vorspannung“ oben 3,5 kg/cm² Zug, unten
162 kg/cm² Druck, bei Vollast 98 kg/cm² Druck oben und
25 kg/cm² unten. Bei den Dreiergruppen, die gleiche Vor-
spannung wie die Normalbalken erhielten, war es wegen der
fehlenden unteren Flansche nicht möglich, alle vier Kabel sofort
zu spannen. Das vierte Kabel konnte erst nach Aufbringen der
Deckenplatte gespannt werden. Um die Verankerung des vier-
ten Kabels, die innerhalb des Querträgers nicht mehr zugäng-
lich war, gegen Schlupf zu sichern, wurde vor dem Betonieren
des Querträgers der männliche Konus scharf angetrieben und
aus den herausstehenden Spanndrähten eine Büschelverankerung
im Beton des Querträgers erzeugt (Abb. 6). Diese Maßnahme
hat sich bewährt, da kein Versager vorgekommen ist. Die Quer-
vorspannung wurde an vier Stellen des Trägers durch je zwei
12,5-mm-Spannstäbe vorgenommen, die mit Dachpappe um-
wickelt wurden, um ein Gleiten beim Spannen zu ermöglichen.

Für den Beton war eine Druckfestigkeit von 350 kg/cm² zum
Zeitpunkt der Vorspannung und von 430 kg/cm² nach 28 Tagen

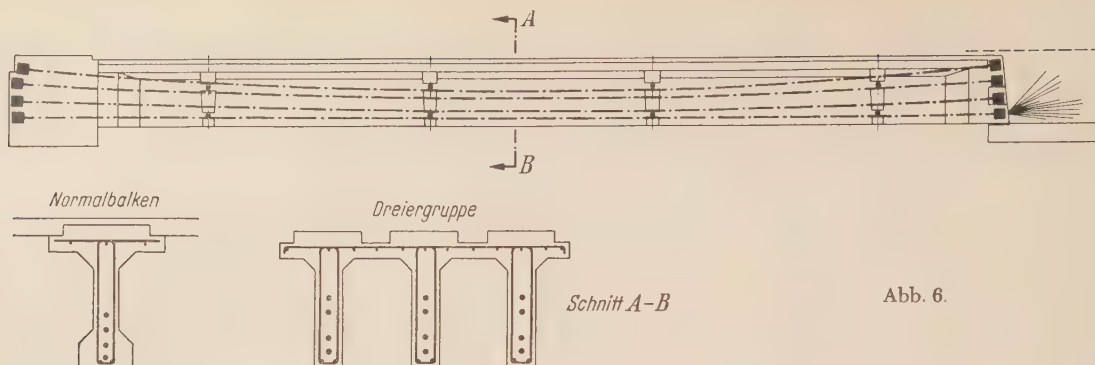


Abb. 6.

vorgeschrieben. Da als zulässige Spannung 170 kg/cm^2 vorgesehen waren, entspricht dies einer Sicherheit von 2 bzw. 2,5. Durch Vorversuche war ermittelt worden, daß die verlangte Festigkeit durch ein Mischungsverhältnis von $1:1\frac{1}{2}:3$ bei sorgfältiger Einhaltung eines Wasser-Zement-Faktors 0,4 leicht zu erreichen war. — [Nach J. E. C. Farebrother u. M. I. Struct: Prestressed and Reinforced Concrete Work at Ansell's Brewery. The Structural Engineer 35 (1957) Nr. 9, S. 329.]

Dr.-Ing. G. Merkle, Düsseldorf.

DK 624.623 : 69.057.58

Muß die Einrüstung von Massivbrücken eine provisorische Arbeit bleiben?

Es ist seit langer Zeit nichts Ungewöhnliches, daß die Schalung von Massivbögen an Stahlkonstruktionen angehängt wird, die später einen Teil der fertigen Konstruktion bilden (Bauweise Melan u. a.). Diese Ausführungen sind aber im allgemeinen recht teuer. Ihre Wirtschaftlichkeit ist heute nur in einigen besonders gelagerten Fällen gegeben. Es lohnt sich deshalb, andere Lösungsmöglichkeiten zu untersuchen.

Bereits bei einigen kurz vor dem Kriege ausgeführten Bogenbrücken wurden verhältnismäßig dünne Stahlbetonbogenrippen, die dann später einen Teil der endgültigen Konstruktion bildeten, während des Betonierens der eigentlichen Bögen als Träger der Schalung benutzt. Eine solche Konstruktion stellt einen wesentlichen Fortschritt dar, wenn sie außerdem so beschaffen ist, daß die Tragrippen selbst ohne ein vielfach abgestütztes Schalgerüst, d. h. nur unter Zuhilfenahme einer von Auflager zu Auflager sich selbst tragenden Schalungskonstruktion hergestellt werden können. Der Autor des unten

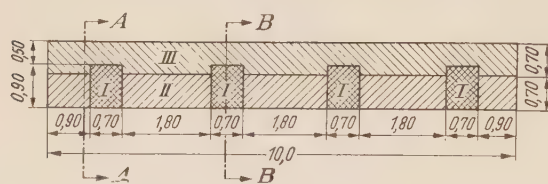


Abb. 1. Querschnitt im Scheitel.

genannten Originalaufsatzes ist der Ansicht, daß eine solche selbsttragende Schalung bei geringem Gewicht der Stahlbetontragrippen nicht viel mehr Holz verbraucht als eine normale Schalung, und zwar auch bei großen Spannweiten.

Als Beispiel wird die Konstruktion eines eingespannten Massivbogens von 50 m Spannweite beschrieben. Allerdings handelt es sich dabei nur um einen Vorentwurf. Die Scheitelhöhe des Bogens beträgt 8,33, die Stärke des Bogens beträgt 1,40 im Scheitel und 1,90 m am Kämpfer. Abb. 1 zeigt den Querschnitt im Scheitel. Zunächst sind die mit I gekennzeichneten Stahlbetonrippenbögen herzustellen. Hierzu wird die in Abb. 2 dargestellte, von Auflager zu Auflager selbsttragende Schalung verwendet, die aus 3,80 m langen Einzelelementen zusammengesetzt ist. Die durch Schrägbohlen und Vertikalen zu einem ebenen System vereinigten Gurthölzer haben für jede der vier Rippen I einen Gesamtquerschnitt von 1408 cm^2 . Ihre Beanspruchung durch ihr eigenes Gewicht sowie desjenigen der Rippen I beträgt $56,4 \text{ kg/cm}^2$. Nach Aufstellung der selbsttragenden Schalung werden durch die in Abb. 2 dargestellten Aussparungen Traversen in vorgefertigtem Stahlbeton eingeführt, die alle vier Rippen verbinden und den danach betonierten Rippen die notwendige Quersteifigkeit verleihen.

Die in Abb. 2 mit a gekennzeichneten Zangen $22 \times 8 \text{ cm}^2$ sind mit Rundisenhaken in die Rippen hinein verankert und dienen nach dem Erhärten der Rippen I sowie deren seitlichen Ausschalen als Unterlage für die Einschalung des in Abb. 1 mit II gekennzeichneten Teiles des Massivgewölbes. Als tragendes Gerüst bei dem Betonieren des Teiles II dienen nun die Rippen I, die im Scheitel dabei eine Druckspannung von $31,8 \text{ kg/cm}^2$ erhalten (einschließlich ihres Eigengewichtes). Nach dem Erhärten des Teiles II wird Teil III betoniert, wobei nunmehr Teil I und II gemeinsam als Tragkonstruktionen verwendet werden.

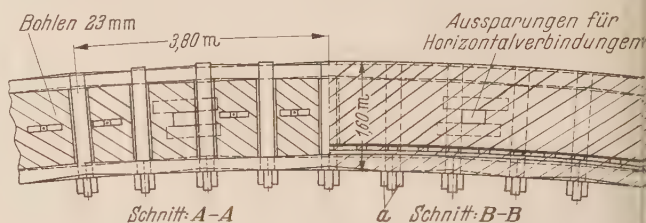


Abb. 2. Selbsttragende Schalung der Rippen I.

den. Im Scheitel entsteht eine zusätzliche Spannung $8,55 \text{ kg/cm}^2$. Diese Zunahme ist nicht sehr groß, da jetzt schon ein wesentlicher Teil des ganzen Massivgewölbes mitbetoniert ist. Aus dem Gewicht der Überkonstruktion sowie aus Verkehrslast (die bei dieser ganz überschlägigen Berechnung als gleichmäßig verteilt angenommen ist) entsteht im Scheitel eine weitere Spannungserhöhung von $3,95 \text{ bzw. } 2 \text{ kg/cm}^2$, so daß bei gleichmäßig verteilter Nutzlast in den eigentlichen Stahlbetonrippen eine Druckspannung von $31,8 + 8,55 + 3,95 = 44,3 \text{ kg/cm}^2$ auftritt. Von dieser wird angenommen, daß etwa die Hälfte derjenigen Spannungen ausmacht, die bei einer endgültigen Berechnung in den Rippen auftreten würde. Die Beanspruchung der Stahlbetonrippen erscheint damit nicht tragbar, diejenige der eigentlichen Massivbögen (ca. $8,55 + 3,95 + 2 = 14,5 \text{ kg/cm}^2$) ist sehr klein. Bei einem endgültigen Entwurf wäre wohl dem Schwinden des Betons besondere Aufmerksamkeit zu schenken. Eventuell könnten Teil II und III gemauert werden unter Zulage von Fugeneisen, die beide Teile verbinden. [Nach P. Berthaud, Le cintre de ponts doit-il rester un ouvrage provisoire? „Travaux“ 41 (1957) S. 437.]

G. Grüning, Dresden.

DK 69.058 : 691.32 : 620.179.16

Eine Diskussion über die Prüfung von Beton mit Ultraschall

Die Institution of Structural Engineers in England veranstaltete am 27. Oktober 1955 unter Leitung ihres Präsidenten Mr. Stanley Vaughan, eine Diskussion über die zerstörungsfreie Prüfung von Beton mit Hilfe von Ultraschall. Die Diskussion wurde eröffnet von Dr. R. Jones vom Road Research Laboratory. Dieser machte einführend einige kritische Bemerkungen über die herkömmliche Prüfung von Beton mit Probewürfeln, die es wünschenswert erscheinen lassen, den Beton im Bauwerk selbst zu untersuchen durch Verwendung zerstörungsfreier Prüfmethoden. Eine dieser Methoden sei das Ultraschallverfahren.

Weiterhin gab er einen kurzen Überblick über die Technik der Ultraschallprüfung. An dem zu prüfenden Beton werden ein Sender und ein Empfänger angebracht. Die Zeit, die ein kurzer Schallimpuls benötigt, um die bekannte Entfernung zwischen beiden zu durchlaufen, wird elektronisch gemessen. Dann

ant man die Schallgeschwindigkeit in dem zu prüfenden ton. Sie ist unter anderem abhängig von der Dichte und m Härtegrad des Betons. So ist diese Methode hervorragend eignet, Änderungen der Dichte im Beton finden zu lassen. In dem Probewürfel zeigen sich deutlich Unterschiede in der all-Laufzeit bei Messungen nahe dem Boden, der Oberfläche d der Mitte. Durch Verdichten steigt die Feuchtigkeit nach en und ergibt durch Erhöhung des Porenvolumens eine Abh me der Schallgeschwindigkeit in den oberen Schichten des ürfels.

So kann man systematisch die starken und schwachen Stel eines Bauwerks feststellen, die durch unterschiedliche Ver tigung und verschiedenen Wassergehalt entstehen.

Nimmt man eine Beziehung zwischen Dichte und Festigkeit s Betons an, so muß auch eine solche zwischen Festigkeit und allgeschwindigkeit bestehen.

Derartige Untersuchungen wurden in Kanada bei der Prü ng von Staudämmen durchgeführt. Auf Grund der dort erten Ergebnisse schlug man folgende Einteilung zur Be teilung des Betons vor:

über 4572 m/s	ausgezeichnet
3658—4572 m/s	gut
3048—3658 m/s	fraglich
2134—3048 m/s	mager
unter 2134 m/s	sehr mager.

doch meinte Dr. Jones, daß eine solche Einteilung bei vie einen zu optimistischen Eindruck über die Möglichkeiten r Ultraschallprüfung hinterlasse. Es könne nicht genug her gehoben werden, daß, obwohl eine enge Beziehung zwie n Schallgeschwindigkeit und Festigkeit bei einem bestimm a Beton bestehe, niemals eine allgemeine Beziehung für alle ten von Beton formulierbar wäre.

Untersuchungen im Road Research Laboratory haben ganz deutig ergeben, daß bei Betonen mit verschiedenen ischungsverhältnissen und unterschiedlichen groben Zuschlag offen verschiedene Beziehungen zwischen Schallgeschwindig it und Festigkeit bestehen. Bei Mischungsverhältnissen 1 : 3 : 6 d 1 : 2 : 4, die Festigkeiten von 155 kg/cm² bzw. 246 kg/cm² fweisen, mißt man die Schallgeschwindigkeit von 4420 m/s. Bei gleichen Mischungsverhältnissen, aber verschiedenartigen uschlagstoffen, die Festigkeiten von 211 bis 352 kg/cm² er ben, mißt man Geschwindigkeiten von 4560 m/s.

Zur Abschätzung der Festigkeit von Ortbeton wird vor schlagen, an herkömmlichen Probewürfeln ergänzende Unter suchungen durchzuführen, um die Abhängigkeit der Geschwin gkeit von der Festigkeit für den im Bauwerk verwendeten ton zu erhalten. Die Probewürfel werden entweder geprüft i verschiedenem Alter oder werden mit verschiedenem asserzementfaktor hergestellt. Es ist festgestellt worden, daß se beiden Einflüsse näherungsweise vergleichbare Änderun n der Schallgeschwindigkeit und der Festigkeit geben; des b ist die Beziehung zwischen Schallgeschwindigkeit und stigkeit auch unabhängig von diesen zwei Eichmethoden. Die ssungen der Schallgeschwindigkeit am Bauwerk werden so eicht mit den Festigkeiten von entsprechenden Probewürfeln.

Betrachtet man die Genauigkeit und die Schwierigkeiten bei a Messungen, so erscheint es seltsam, daß es oft schwieriger ist, e Weglänge mit der erforderlichen Genauigkeit ($\pm 1\%$) zu ssen als die Schall-Laufzeit zu bestimmen. Eine besondere chnik mußte entwickelt werden, um an Fahrbahnplatten zu ssen, bei denen nur eine Seite zugänglich ist.

Um die Laufzeiten exakt zu messen, ist ein scharfer Einz z des Schallimpulses erforderlich. Dieser wiederum ist ab ngig von einer guten Kopplung zwischen Beton und Über gern. Normalerweise, besonders bei glatten Oberflächen, nügt ein dünner Ölfilm, Glycol oder Schmierseife, um einen en Kontakt zu bekommen. Rauhe Oberflächen müssen ent der geschliffen oder mit einem dünnen Überzug aus Gips ehen werden. Außerdem hat sich noch Kaolinpaste be hrt.

Leichte Bewehrung mit einem Durchmesser von weniger 10 mm beeinflusst die Messungen nicht. Ist jedoch der rchmesser der Bewehrung von derselben Größe wie die iche des Übertragers, dann treten erhebliche Störungen auf.

Von Bedeutung für die Eichmethode ist das unterschiede e Austrocknen von Probewürfeln und Bauwerk. Wenn zteres austrocknet, so kann die Schallgeschwindigkeit bis 5 % kleiner sein als im feuchteren Probewürfel. Das Aus ß des Unterschiedes ist abhängig von dem Wasserzement- tor. Die hierdurch entstehenden Streuungen in der Ab ätzung der Festigkeit liegen bei magerem Beton bei + 8 1 — 28 %, bei fettem Beton bei + 16 und — 32 %.

Jedoch zeigt die Erfahrung am Road Research Laboratory, daß die Schätzungen meist innerhalb 15 % liegen; und ge wöhnlich sind es mehr Unterschätzungen als Überschätzun gen, wahrscheinlich weil das Bauwerk ausgetrocknet war. Die besten Ergebnisse werden erhalten, wenn man die Messun gen an möglichst jungem Bauwerksbeton durchführt.

Wenn keine Probewürfel vorhanden sind, besteht die Möglichkeit, einmal die Qualitätsänderung des Betons im Bauwerk durch Schallmessungen festzustellen und sodann an den Stellen schlechter Qualität Probewürfel herauszustemmen. Auf diese Weise kann man Anhaltspunkte über die Festigkeits- verteilung bekommen.

Außerdem hat man, besonders in Kanada, die Tiefe von Rissen in Staudämmen mit Ultraschall gemessen. Man er mittelte die Schallgeschwindigkeit im gesunden Beton, und aus der Schall-Laufzeit um den Riß herum konnte dann die Tiefe ermittelt werden.

Im Laboratorium benutzt man die Schall-Laufzeitmessung, um das Auftreten einer Vielzahl von Mikrorissen im Beton zu erkennen. So verwendet man die Methode zum Feststellen der ersten feinen Risse im Druckversuch in ähnlicher Weise zum Studium der Zerstörungen durch Korrosion oder Feuer.

Mr. R. H. Elvery meinte, daß die Ultraschallprüfung sicher ein wertvolles Hilfsmittel für Entwurf, Konstruktion und Forschung sei, jedoch von weiten Kreisen der Bau ingenieure noch nicht erprobt wurde. Bevor man die Methode allgemein verwende, müßten aber noch ihre Anwendungs möglichkeiten genau abgegrenzt werden.

Ein großer Teil der Untersuchungen, die man zur Er forschung der Ultraschalltechnik aufgewendet habe, befasse sich mit den Beziehungen zwischen Schallgeschwindigkeit und Druck- oder Biegefestigkeit mit dem Ziel, die Festigkeit von Ortbeton abzuschätzen. In dieser Hinsicht warnte jedoch Mr. Elvery schärfstens vor der Verwendung solcher Schätzun gen, da die Streuungen der Einzelmessungen zu groß seien, ganz abgesehen von den Schwierigkeiten, die entstünden durch den Gebrauch ganzer Kurvenscharen für alle Mischungsver hältnisse.

Die von Mr. Elvery durchgeführten Untersuchungen an Würfeln zeigten nicht die gute Übereinstimmung der Resultate, wie die von Dr. Jones veröffentlichten Kurven glauben ließen. Elvery hatte keinerlei statistische Verbesserungen an seinen Ergebnissen vorgenommen. Bei ihm stellte jedes Resultat die Messungen an einem Würfel dar, eine Geschwindigkeits- messung wurde einer Druckfestigkeitsprüfung gegenüber gestellt. Dabei fand er eine beträchtlich größere Streuung der Festigkeits/Geschwindigkeits-Beziehungen, als die Mittelwerts- bildung aus einer Anzahl von Messungen ergeben hätte.

In der späteren Diskussion erklärte Dr. Jones, daß seine Resultate Durchschnittswerte aus vielen Meßreihen dar stellten.

Aber andererseits fand Mr. Elvery eine gute Beziehung zwischen dynamischem E-Modul und der Schallgeschwindig keit, wobei die Streuung nur $\pm 5\%$ betrug, obwohl verschie dene Mischungen untersucht wurden. Der dynamische E-Mod ul sei nach vielen Untersuchungen sehr eng verwandt mit dem gewöhnlichen statischen Modul, den der Bauingenieur normalerweise benötige. Das brachte ihn auf den Gedanken, die Ultraschallmethode in Verbindung mit Dehnungsmessungen zu benutzen. Bei den meisten Veröffentlichungen über Deh nungsmessungen würde zum Berechnen der Spannungen der statische Elastizitätsmodul geschätzt. Man könne aber mit einem Ultraschallimpulsgerät die Änderung des E-Moduls längs eines Bauteils ebenso gut messen, wie die Verteilung der Dehnung.

Für die Berechnung des dynamischen E-Moduls gab El very folgende Formel an:

$$E_D = 246 (V - 2820) \text{ kg/cm}^2 \text{ (V in m/s)}.$$

Diese Formel hatte er erprobt an Betonen aus den üblichen Zuschlagstoffen und verschiedenen Mischungsverhältnissen. Er vermutete, daß die Art der Zuschlagstoffe keinen Einfluß hätte.

Benutze man die von einer ganzen Reihe von Forschern angegebene Beziehung zwischen E (statisch) und E (dynam.), so erhielt man folgende Beziehung:

$$E_S = 231 (V - 3048) \text{ kg/cm}^2 \text{ (V in m/s)}.$$

Mr. Elvery meinte, daß dies eine Ermittlung des statischen E-Moduls mit einer Streuung von $\pm 5\%$ gestatte. Er schil derte dann noch einen von ihm durchgeführten Versuch als Beispiel für die Anwendung der Ultraschallmethode zur Be stimmung des statischen E-Moduls und der hierdurch mög lichen Verbesserung der Versuchsergebnisse.

In der sich anschließenden Diskussion kamen mehrere Herren zu Wort, die die Ultraschallprüfmethode mit mehr oder weniger Erfolg teils im Labor, teils auf der Baustelle angewendet hatten.

Interessant sind die Ausführungen von Mr. J. G. Wettren, der über die Vorteile der Ultraschallmethode gegenüber anderen Prüfungen zur Qualitätskontrolle in einem Beton-Fertigteil-Werk sprach. Mit der Ultraschallmethode kann man sehr viele Teile sehr schnell prüfen und außerdem die Prüfung eines Teiles beliebig oft zu jedem Zeitpunkt wiederholen. In einem Fertigteilwerk ist die Versorgung mit Zuschlagstoffen hinsichtlich Art und Körnung viel konstanter als auf einer Baustelle, und das Mischen und Verdichten geschieht gleichmäßiger. Das alles vermindert die Zahl der Veränderungen, die oft die Ultraschallprüfung auf einer Baustelle wertlos machen.

Mißerfolge hatte J. G. Wettren nur zu verzeichnen bei stark bewehrten oder zu dünnen Teilen.

Kritik an der Verwendung der Ultraschallmethode auf der Baustelle übte Dr. L. J. Murdock. Durch die Korngröße werden Geschwindigkeitsunterschiede verursacht, die Festigkeitsschwankungen von 25 bis 30 % vortäuschen. Wenn man bedenkt, daß von einem Teil einer Mischung zum anderen Unterschiede in der Korngröße von 30–40 % bestehen, so sieht man ein, wie leicht Irrtümer entstehen können. Oft kommt es auch vor, daß Kiestrater und Risse in einer Wand nicht mit Ultraschall entdeckt werden können. Es ist sehr zweifelhaft, ob feine Schwindrisse, die meist mit Wasser gefüllt sind und dadurch eine gute Schalleitung ermöglichen, überhaupt entdeckt werden können.

Dr. Jones antwortete daraufhin, daß in solchen Fällen die Messung der Schallamplitude das Vorhandensein von Rissen anzeige. Jedoch sei hierbei ein besonders guter Kontakt der Schallübertrager mit dem Beton erforderlich.

Bemerkenswert sind noch die Ausführungen von Professor J. W. H. King. Er vertrat die Ansicht, daß man wohl eine Kurve erhalten könne, die den Elastizitätsmodul mit der Festigkeit verknüpfe. Sie zeige aber auch, daß man die Festigkeit nur bei mehreren Wochen altem Beton mit befriedigender Genauigkeit aus dem E-Modul berechnen könne, aber niemals in der ersten Woche nach dem Abbinden des Zementes.

Die genannte Kurve ermittelt man immer an Probekörpern bestimmter Abmessungen. Es ist nicht notwendig, daß die Festigkeiten im Probewürfel und im Bauwerk gleich sind, obwohl beide den gleichen E-Modul haben. Auch ein konstanter Wasser-Zement-Faktor gibt nicht immer konstante Festigkeit. Untersuchungen am Queen Mary College ergaben für älteren feuchten Beton eine größere, für trockenen jungen Beton eine kleinere Festigkeit als der allgemeine Durchschnitt der Probewürfel, die alle dieselbe Schallgeschwindigkeit innerhalb einer Streuung von 10 % hatten, einer bei Baustellenmessungen üblichen Streuung.

Ändert man die Art des Zementes bei sonst gleichen Verhältnissen, dann schwanken die Festigkeiten verschiedener Proben um 20 %, die alle dieselbe Schallgeschwindigkeit haben.

Noch größer sind jedoch die Abweichungen, wenn man als veränderlichen Parameter die Härtegeschwindigkeit betrachtet. Etwa um 40 % unterscheiden sich die Festigkeiten von dampf- und normal gehärteten Betonproben, bei denen jedoch gleiche Schallgeschwindigkeit gemessen wurde. Bei Massenbetonbauten können beträchtliche Erwärmungen stattfinden, so daß auch dieser Punkt nicht zu übersehen ist.

Zunehmende Korngröße der Zuschlagstoffe erhöht wohl die Schallgeschwindigkeit, setzt aber die Festigkeit herab. So könne er fortfahren, meinte Prof. King, so'che widersinnigen Ergebnisse aufzuzählen, denn er habe einige tausend Versuchsergebnisse. Doch er wolle auch noch die guten Eigenschaften des Ultraschallprüfverfahrens aufzeigen.

Der dynamische Elastizitätsmodul kann sehr sicher mit der Ultraschallmethode gemessen werden. Es ist wichtig, ihn bei Schwingungsuntersuchungen und Schalleitungsproblemen zu kennen. Jedoch kann man mit dem dynamischen E-Modul keinesfalls die Festigkeit des Betons abschätzen, wenn nicht exakt vergleichbare Bedingungen bei den zu prüfenden Betonen vorliegen und nur eine bekannte Veränderliche existiert.

In bestimmten Fällen kann das Ultraschallverfahren leisten, was kein anderes Verfahren kann. Es kann z. B. Anhaltspunkte geben über die Leistungsfähigkeit und Gleichmäßigkeit einer Betonieranlage. Es kann Anhaltspunkte geben über Zerstörungen durch Frost, Chemikalien und Feuer. Dabei ist natürlich Voraussetzung, daß die Schallgeschwindigkeit in gesunden Teilen desselben Betons gemessen werden kann. Trotzdem können aber quantitative Aussagen auch dann nicht in allen Fällen gemacht werden. Besonders gilt dies bei Zerstörungen durch

Feuer, wo die unbekannte allmähliche Feuchtigkeitsaufnahme genaue Ergebnisse unmöglich macht. Am meisten jedoch bewährt sich die Ultraschallmethode in der Betonsteinindustrie bei der Überwachung der Gleichmäßigkeit ihrer Erzeugnisse.

Die mannigfachen Ausführungen dieses Diskussionsabends zeigen deutlich die Schwierigkeiten in der Deutung der Meßergebnisse, die man auf Grund des Ultraschallprüfverfahrens erhält, und heben gleichzeitig seinen vergleichenden Charakter hervor. Es darf aber nicht übersehen werden, daß Zugspannungen meistens die Ursache von Zerstörungen im Beton sind und deshalb der reine Druckversuch auch kein fundamentales Kriterium für die Betonqualität darstellt.

Alle Methoden der Betonprüfung auf der Baustelle sind sehr schwierig zu handhaben und unterliegen verwinkelten Einflüssen. Von all diesen Methoden ist das Ultraschallverfahren eben eine. — [Nach R. Jones, Discussion on the Ultrasound Testing of Concrete, The Structural Engineer, 35 (1957) Nr. S. 190.]

Dipl.-Ing. R. K. Müller, Darmstadt.

DK 62.007.2 : 331.69 (71)

Die Stellung der Ingenieure in Kanadas Aufbau

Kanadas Bevölkerung wuchs von 12 Millionen 1945 auf 16 Millionen im Jahre 1955 und käme bei gleichem Wachstum 1980 auf 26 Millionen. Das Sozialprodukt wuchs von 18 auf 26 Mio. kan. Dollar und kommt voraussichtlich 1980 auf 80 Mio. k. D. Die großen Bodenschätze werden in steigendem Maße erschlossen, große Mengen Bauholz werden ausgeführt, neue Industriewerke entstehen. Die Energieerzeugung wächst durch Ausbau der reichen Wasserkräfte, besonders der Niagarafälle, und des St. Lorenzstromes, und durch Erschließung von Erdöl und Erdgas, womit 1980 $\frac{3}{4}$ der Energie gedeckt werden sollte. Dieser Aufbau erfordert in den nächsten 25 Jahren etwa 25 Milliarden kan. Dollar Kapital, das zum Mißvergnügen der Kanadier nicht voll im eigenen Land zur Verfügung steht, sondern zu einem wachsenden Teil aus den USA und Großbritannien kommen dürfte.

Für so einen stürmischen Aufbau sind Ingenieure, Techniker und Facharbeiter aller Art nötig. Der Bedarf an Ingenieuren allein wächst von 1956/57 jährlich um etwa 11,4 % in einzelnen Berufen aber bedeutend mehr. Der Bedarf kann nicht allein aus der schnell wachsenden eigenen Bevölkerung gedeckt werden. Obwohl 2 Ingenieure in der Regierung auf 12 im Parlament sitzen, wird zuwenig für den Nachwuchs gesorgt. Viele Schwierigkeiten müssen beseitigt werden, um die Sorgen der Industrie zu beheben.

Der Ersatz der Ingenieure kommt hauptsächlich von den eigenen Hochschulen, wobei sich ein ständig wachsender Anteil der Bevölkerung dem Ingenieurberuf zuwendet, zum anderen Teil aus der Einwanderung, besonders aus dem Vereinigten Königreich. Die Zuwanderung nimmt jedoch langsam ab und wendet sich mehr und mehr den USA zu, deren Verteidigungsprogramm stark anzieht. Werbebüros der US-Rüstungsfirmen tun sich in Toronto auf und bieten hohe Gehälter.

Dafür werben wieder kanadische Firmen und Behörden nach England. Die Ingenieure werden jedoch zuviel an untergeordnete Arbeiten gestellt, da englische und amerikanische Firmen oft in Kanada nur Unterabteilungen ihrer Stammfirmen unterhalten und die grundlegenden Untersuchungen und Planungen im Mutterland durchführen. Z. B. werden die gewaltigen Turbinen für das Niagarakraftwerk in England entworfen.

Untergeordnete Arbeiten sollte man besser Technikern zuweisen, die aber, wie auch in den USA, erst wenig ausgebildet und eingestellt werden. Damit könnte man die Ingenieure entlasten und den Mangel mildern. Techniker werden jetzt nur in Toronto in Abendkursen ausgebildet, zum Teil auch in ganztägigen Lehrgängen, die nach 3 Jahren mit einem Diplom abschließen. Die Einrichtung von Technikerschulen in anderen Provinzen ist geplant.

Die kanadischen Firmen haben große Schwierigkeiten mit der Einstellung von Ingenieuren aus dem Vereinigten Königreich, die das Higher National Certificate besitzen. Wie in den USA kann gemäß Gesetz ein Ingenieur nur dann eine verantwortliche Tätigkeit ausüben, wenn er in einer Ingenieurvereinigung eingetragen ist. Dazu ist das Bestehen einer Prüfung nötig oder einige Jahre Praxis mit nachfolgender Prüfung oder auch die Mitgliedschaft in einer entsprechenden Vereinigung der USA. Aber das Higher National Certificate des Vereinigten Königreiches wird nicht anerkannt, was viele Ingenieure

n Kanada zurückhält. Gegen eine entsprechende Qualifikation der Techniker leisten die Ingenieure Widerstand. Da in den USA die Möglichkeit zu wissenschaftlicher Arbeit viel größer ist, wandern viele begabte Ingenieure nach dort ab. Es müßte in Kanada Gelegenheit zu wissenschaftlichen Vereinigungen geschaffen werden, denn die Kosten für die Ausbildung fähiger Leute, die trotz Ingenieurmangels aus Kanada auswandern, um besser vorwärts zu kommen, bilden für den Steuerzahler eine nicht zumutbare Last. — [Nach The place of engineers in Canada's expansion, Engineering 183 (1957) S. 521.]

Wilhelm Ihlenburg, Frankfurt/M.

K 624.21.012.46.034.4 : 627.17 (73)

Die Spannbetonbrücke über den Pontchartrain-See

Die 38 km lange Spannbetonbrücke über den Pontchartrain-See ist ein Teilstück in der Verbesserung der Straßenverhältnisse um New-Orleans (Louisiana, USA) und ging als wirtschaftlichste Lösung im Wettbewerb mit Durchbildungen in Stahl und Stahlbeton hervor.

Die Brücke besteht aus 2232 Öffnungen von je 17 m Stützweite, die durch 10 m breite Teilstücke des Fahrbahntragwerkes überdeckt werden und auf Doppelpfeilern ruhen. Fahrbahn und Pfeiler sind Fertigteile aus Spannbeton (Abb. 1). Ferner sind vorhanden vier Doppelrampen nach höher liegenden Fahrbahnöffnungen für die Durchfahrt kleiner Schiffe, zwei auslenkbare Öffnungen für größere Dampfer und eine tiefer liegende Doppelkehre, welche einen Richtungswechsel der Fahrwege ermöglicht.

Folgende Baustoffmengen werden eingebaut:

Beton des Fahrbahntragwerkes und der Auflagerschwellen	182 000 m ³
Spannstahl (Fahrbahntragwerk, Auflagerschwellen)	3 150 t
Betonstahl (Fahrbahnplatte)	16 000 t
Beton der Pfeiler	60 000 m ³
Spannstahl der Pfeiler	2 880 t
Profilstahl (Fugen)	2 700 t



Abb. 1. Pfeiler aus Fertigbetonteilen und Einsetzen eines Brückenfeldes.

Die vorgeschriebene Bauzeit von 2 Jahren bedingte die Herstellung der Fertigteile in großem Maßstabe und machte die Anlage eines ausgedehnten Werkplatzes erforderlich. Die drei Fertigungsstätten für Fahrbahnteile werden von fahrbaren Stalkranen von 200 t Tragkraft bestrichen. Die Fertigteile werden bis zum Ufer befördert und dort auf Prähme verladen. Weiter sind Arbeitsplätze für die Herstellung der Auflagerschwellen und Pfeilerteile vorhanden. Im Mittelpunkt des Werkplatzes liegt die Betonierungsanlage.

Die 10 cm starken zylindrischen Rohrstücke der Pfeiler sind 5 m lang und werden im Schleuderverfahren hergestellt. Sie sind mit Betonstahl spiralbewehrt. Eingelegte Gummischläuche dienen zur Ausbildung der Kanäle für die Vorspannbewehrung. Der Beton wird auf verstellbarer Rinne (Abb. 2) am Ende der Form eingebracht und die Wandstärke durch eine innere Walze bei langsamer Drehung der Form festgelegt. Nach Entleeren von Rinne und Walze setzt der eigentliche Schleuder-

vorgang ein. Die Rohrstücke werden in ihrer Form in Trockenkammern gebracht, die Form gelöst und ein Schutzanstrich angetragen. Die restliche Erhärtung der Stücke erfolgt auf dem Lagerplatz. Vor Zusammensetzung der Pfeiler aus den einzelnen Teilen werden die Stoßstellen mit Spezialharzmasse überzogen, die Vorspannbewehrung eingeführt und von beiden Seiten gespannt. Die Bewehrung besteht aus 12 Kabeln von je 12 Drähten ϕ 5 mm, die auf 105 kg/mm² gespannt werden.

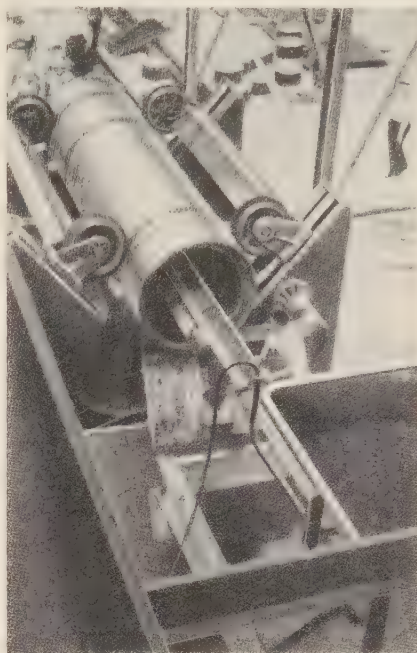


Abb. 2. Schleudern eines Pfeilerelementes.

den. In die Kanäle wird Zementmörtel unter 6—7 kg/cm² Druck eingepreßt, nach dessen Erhärtung der Verbund mit dem Beton vorhanden ist. Die fertigen Pfeiler, die im Mittel etwa 26,75 m lang sind, werden durch Krane gestapelt.

Die Herstellung der 2240 Auflagerschwellen von etwa 18 t Einzelgewicht bietet nichts Besonderes. Die Schwellen werden in umgekehrter Stellung gegossen, um die Verbindungsstäbe mit den Pfeilern in richtiger Lage zu erhalten. In die Schalung verlegte Metallplatten bilden die Auflager der Fahrbahnplatten; ihr Einbau erfolgt sehr genau, um eine gleichzeitige Abstützung der Balken zu gewährleisten und besondere Unterlagen zur Behebung ungleicher Höhenlagen auszuschließen. Der Mitte jedes Bewehrungskorbes entsprechend, sind Aussparungen für das Einschütten des Betons zur Verbindung mit den Pfeilern vorgesehen (Abb. 3).

Die für die Herstellung der Fahrbahnteile bestimmten Spannböcke sind für eine Krafteintragung von 1120 t vorgesehen.

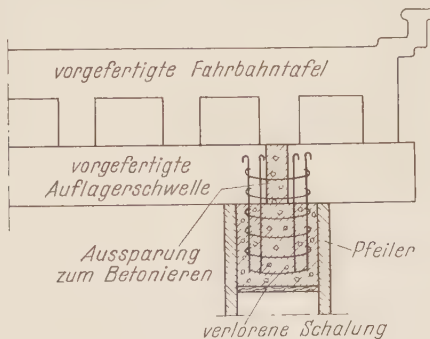


Abb. 3. Schematische Darstellung der Verbindung zwischen Pfeiler und Brücke.

gesehen; sie haben trapezförmigen Querschnitt und stützen sich gegen die Grundplatte der Fertigungsstraße. Das bei Auftreten der Vorspannkraft entstehende Moment wird durch das Gewicht der Spannböcke ausgeglichen. Die Spannböcke sind in beiden Richtungen vorgespannt. Die Bewehrung des Fahrbahntragwerkes besteht aus 175 Spanndrähten von 9,5 mm ϕ , die in 7 Spanngliedern, der Balkenzahl entsprechend, von je

25 Drähte zusammengefaßt sind und auf 112 kg/cm^2 — etwa 62 v. H. der Bruchfestigkeit von 185 kg/mm^2 — gespannt werden. Diese 25 Drähte werden in Bündeln gleichzeitig eingeführt. Die Drähte sind an ihren Enden an zylindrischen Ankerplatten befestigt, die auf der Spannseite durch 4 Zugstäbe mit einem Querbalken verbunden sind, der gegen die im Innern der Spannböcke gelegenen Pressen abgestützt ist. Auf der Gegenseite ist die Verankerung unmittelbar an den Spannböcken befestigt. Die 24 Formen — 8 Stück je Fertigungsstätte — sind in der Längsrichtung auf I-Trägern befestigt, und zwar je einer unter jedem Tragbalken. Diese Träger können auf der Grundplatte der Fertigungsstraße in dem Augenblick gleiten, wo die Drähte von den Spannböcken gelöst werden und sich die Spannkraft auf den Betonquerschnitt überträgt. Die erforderlichen 7 hydraulischen Pressen von je 200 t werden einheitlich gesteuert und können einzeln oder zusammen betätigt werden.

Nach Verlegen der in großen Tafeln ausgebildeten Bewehrung der Platte erfolgt das Betonieren. Der Beton wird von der Mischanlage auf Wagen in Kübeln zugeführt und durch Krane zur Verwendungsstelle gebracht. Zuerst werden Haupt- und Nebenbalken geschüttet und nachfolgend die Platte, wobei ein im Straßenbau gebräuchlicher Fertiger eingesetzt wird. Der Beton wird hierauf unter dem Schutz von Planen so lange durch Dampf getrocknet, bis die Platte begehrbar ist. Dann folgt die Herstellung der beiden Gehwege und neuerliche Dampftrocknung. Die Fertigstellung eines Stückes beträgt bei 10stündigen Doppelschichten 3 Arbeitstage. Als Höchstleistung wurden 8 Fahrbahnteile oder 136 m Brückenlage in einem Tage erreicht.

Entsprechend den Leistungen bei Herstellung der Fertigteile vollzieht sich auch der eigentliche Baufortschritt. Die Pfeiler werden gleichzeitig gerammt und eingespült. Zwei Schwimmkrane auf beiden Seiten der Brücke bringen die Pfeiler in die Rammstellung, setzen die Spülrohre ein und legen Schlaghaube und Rammklotz auf. Die Pfeiler sind unten offen, so daß Bodenmassen und Wasser während des Rammens ins Innere eindringen können. Das Spülen wird vor dem Rammen eingestellt, um den Baugrund nicht zu stören. Die Tragfähigkeit der Pfeiler beruht fast ausschließlich auf Mantelreibung. In 10stündiger Schicht werden 16—20 Pfeiler gesetzt. Die auf Prähmen herangebrachten Auflagerschwellen werden durch Krane verlegt und die Verbindung mit den Pfeilern durch Ortbeton hergestellt. Die Fahrbahnteile werden unter Verwendung eines Traggerüstes aus Aluminium ebenfalls durch Schwimmkrane eingebaut (Abb. 1).

Es ist bemerkenswert, daß ein Wahlvorschlag der Freyssinet Co. in New York zeigte, daß durch Vergrößerung der Stützweite auf 22,50 m wirtschaftliche Vorteile zu erzielen sind, sofern die Fahrbahnplatte in der Querrichtung vorgespannt wird und statt der Auflagerschwellen Endquerträger im Zusammenhang mit dem Fahrbahntragwerk ausgebildet werden. Hierdurch hätte sich eine Verminderung des Fahrbahnbetons von $182\,000 \text{ m}^3$ auf $153\,000 \text{ m}^3$ und eine Senkung der Kosten um 17 v. H. erreichen lassen. Bedauerlicherweise wurde diese Lösung jedoch erst nach Genehmigung der jetzt ausgeführten bekannt und konnte daher nicht mehr verwertet werden. — [Nach G. Worontzoff: Le pont en Béton précontraint sur le lac Pontchartrain. La Technique des Travaux 33 (1957), Nr. 5-6, S. 159.]

Dr.-Ing. F. l'Allemand.

DK 627.82 (282.271.5 : 73)

Der Bau des Trinity-Dammes in Kalifornien (USA)

Anfang des Jahres 1957 wurde mit den Bauarbeiten an einem der größten Erddämme der Welt am Trinity-Fluß in Nordkalifornien begonnen (Abb. 1). Durch den Stau können jährlich $1,07 \text{ km}^3$ Wasser aus dem Einzugsgebiet des Trinity-Flusses in das des Sacramento übergeleitet werden. Es leistet dort in mehreren großen Kraftwerken elektrische Arbeit. Außerdem dient es im großen Central Valley Kaliforniens der Bewässerung. Der Erddamm wird rd. 13 km nördlich der Stadt Lewiston gebaut und enthält $22,2 \text{ hm}^3$ Erdmassen. Die Krone von einer Breite von 12,2 m wird 748 m lang. Der größte Stauinhalt des Beckens beträgt $3,08 \text{ km}^3$ und der Nutzinhalt $2,66 \text{ km}^3$. Das Becken ist rd. 26 km lang. Die Höhe des Dammes über der Gründung beträgt 164 m und über dem Flußbett 142 m. Die Sohlenbreite des Dammes beträgt 790 m. Die Krone liegt auf 730 m NN. Der Damm hat ein Freibord von 2,4 m. Zu der großen Höhe und den riesigen Erdmassen ist der Trinity-Damm auch noch wegen der verwendeten nicht

ganz üblichen Erdbaustoffe ungewöhnlich. Ferner sind die Böschungsneigungen für den hohen Erddamm ungewöhnlich steil, an der Wasserseite 1:2½ auf fast 100 m Höhe, an der Luftseite 1:2 auf 44 m Höhe und weiter unten 1:2½ auf 36 m Höhe.

Als erste Arbeit an der Talsperre wurde Anfang 1956 ein 695 m lange Umleitungsstollen am linken Ufer mit 10,05 m Durchmesser gebaut. Die Ausbrucharbeiten im Stollen waren Anfang 1957 bereits fertiggestellt. Dieser Stollen ist zur Ableitung der g



Abb. 1. Der Trinity-Fluß fließt durch Bergland mit geringem Entwässerungsbedarf. Der größte Teil seines Wassers kann daher in dem Tal des Sacramento abgeleitet werden.

samten Wassermenge bemessen. Die Betonverkleidung von 75 cm Dicke wird während des Baues des Dammes ausgeführt.

Das Einzugsgebiet des Trinity-Flusses beträgt an der Staustelle 7500 km^2 . Der Trinity ist 210 km lang, er fließt in das Klamath-Fluß, der wiederum nach kurzem Lauf in den Stillen Ozean einmündet. Wegen des ausgedehnten Forstgebietes kann nur ein sehr kleiner Teil des Abflusses für die Landwirtschaft verwendet werden. Durch die Umleitung in das Sacramento-Gebiet ändert sich das grundlegend. Der mittlere jährliche Zufluß des Trinity an der Staustelle beträgt $1,36 \text{ km}^3$, das sind $43,2 \text{ m}^3/\text{s}$ oder $5,75 \text{ sl/km}^2$. 148 hm^3 , das sind $4,7 \text{ m}^3/\text{s}$, sollen jährlich unterhalb der Sperre im Fluß bleiben und der Bewässerung, Wasserversorgung und für Zwecke der Fischerei dienen. Der jährliche Zufluß ist stark schwankend. Während einer Beobachtungszeit von 20 Jahren wechselte er zwischen 320 hm^3 und 3150 hm^3 . Etwa 75 % des Zuflusses kommen aus der Schneeschmelze und aus Frühlingsregen in der Zeit zwischen Februar und Juni. Das Trinity-Becken wird diese jahreszeitlichen Schwankungen ausgleichen und nach Möglichkeit aus als Überjahresspeicher wirken.

Die über 520 m Gesamtfallhöhe wird in vier Kraftwerken einschließlich des am Trinity-Damm gelegenen, mit einer Kraftenerzeugung von etwa 400 000 kW und einer Jahresarbeit von mehr als einer Mia kWh ausgenutzt. Rd. 10 km unterhalb der großen Talsperre wird der Lewiston-Umleitungsstollen erbaut. Ein Erd- und Steinschüttdamm von 21,4 m Höhe mit einem Inhalt an Erdmassen von $245\,000 \text{ m}^3$. Der Damm besitzt einen Hochwasserüberlauf und Grundablässe, um das Freiwasser ablassen zu können.

Von hier geht das Wasser durch den 17,4 km langen Clear-Creek-Stollen zum Whiskeytown-Becken (Abb. 2). Dieser Stollen ist mit Beton verkleidet und besitzt einen Innendurchmesser von 5,35 m. Er führt eine größte Wassermenge von $90,5 \text{ m}^3/\text{s}$ ab und erhält ein Gefälle von 3,2 %. Das Kraftwerk arbeitet unter einer Fallhöhe von etwa 171 m. Der Stollen gehört durch seine Abmessungen zu den bedeutendsten der Welt.

Der Whiskeytown-Damm am Clear-Creek-Fluß ist 85 m hoch mit einem Inhalt von $3,05 \text{ hm}^3$ und bildet ein Becken mit einem größten Stauinhalt von 308 hm^3 . Er ist ein Erd- und Steinschüttdamm. Die Staustelle liegt unterhalb des vorgenannten Kraftwerkes und soll dessen Abfluß wieder ausgleichen. Aus diesem Staubecken geht der Spring-Creek-Stollen ab, der den Clear Creek mit dem Keswick-Staubecken verbindet. Der Stollen hat seinen Einlauf 30,5 m unterhalb des normalen Stauspiegels des Whiskeytown-Beckens. Es folgen nacheinander zwei mit Beton ausgekleidete Stollen von 5,65 m ϕ und z

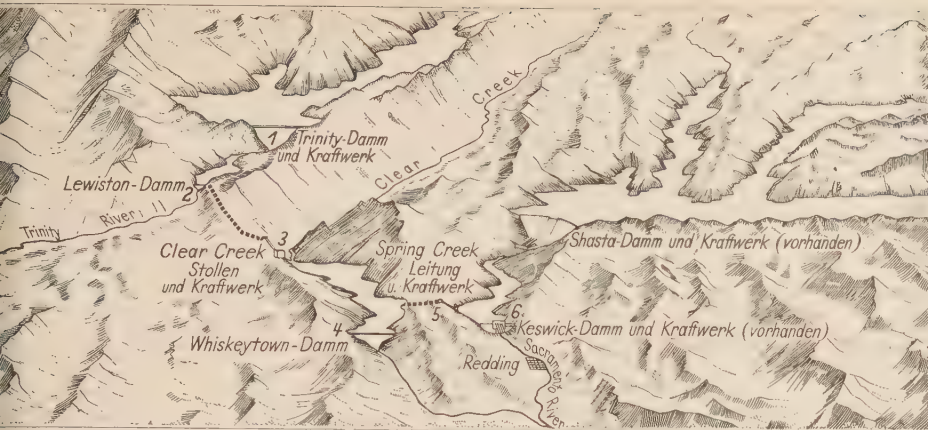


Abb. 2. Übersicht über den Trinity-Damm und die Überleitung des gespeicherten Wassers zum Sacramento.

erbindung beider ein 965 m langer Stahldrücker von 5,2 m Φ . Der Stollen ist 2650 m und 1070 m lang und soll eine Wassermenge von 102 m³/s ableiten. Er entlastet in eine Druckrohrleitung, die das Wasser in die Spring-Creek-Kraftanlage mit einer Fallhöhe von 172 m führt. Das Wasser der Kraftanlage geht in das Keswick-Staubekken am Sacramento und vergrößert die Staferzeugung an dessen Talsperrenkraftwerk um schätzungsweise 59 Mio. kWh jährlich.

Der Trinity-Damm ist wie auch die nahegelegenen Shasta- und Keswick-Staumauern auf Andesit gegründet. Die Verwitterung des Felsens ist hier zwar schwerwiegend und tiefgehend, aber er ist gerade noch standfest genug, um den hohen Damm

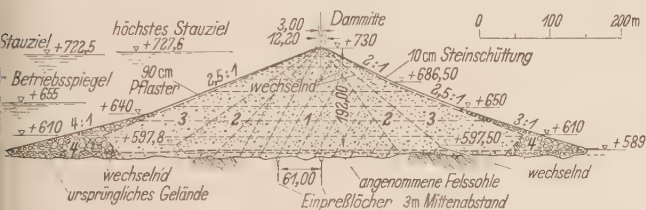


Abb. 3. Größter Querschnitt des Trinity-Dammes mit eingetragenen Zonen der Schüttung der verschiedenartigen Erdstoffe.

tragen. Ungefähr 2,52 hm³ Aushub — Sand und Kies im Flußbett bis zu tiefer unten mehr oder weniger verwittertem Andesit — waren zu bewältigen. Unter dem undurchlässigen Andesit wurde die Gründung noch tiefer bis zu ganz gesundem, frischem Felsen geführt. Der Damm besteht aus verschiedenen Schichten Erdstoffen, die in vier Gruppen eingebaut werden (Abb. 3). In der Mitte des Dammes werden 7,2 hm³ verwitterten Andesits (1) eingebaut. Nach dem Aushub und Einbau zerfällt dieser verwitterte Felsen in tonigen Sand und Felspartikel. Verdichtung bis zum Raumgewicht von 1760 kg/m³ wird durch

Schütten in 15 cm dicken Lagen und ein zwölfmaliges Einwalzen mit Schafffußwalzen erzielt. Die Zone (2) zwischen dem Kern und dem äußeren durchlässigen Teil — der halbdurchlässige Teil des Dammes — umfaßt 2,9 hm³ ausgesuchte Erdstoffe aus einem nahegelegenen, rutschgefährdeten Gebiet. Der in Schüttlagen von 30 cm Dicke eingebrachte Erdstoff wird durch zwölfmaliges Überwalzen auf ein Raumgewicht von 1800 kg/m³ gebracht. Der stärker verwitterte Erdstoff soll in Zone (1), der weniger verwitterte in Zone (2) eingebracht werden. Zone (3) des Dammes besteht aus 10,2 hm³ durchlässigem Erdstoff, zusammengesetzt aus Sand, Kies und Steinchen bis 9,5 mm Φ , teilweise aus dem Aushub, zum

anderen Teil aus Entnahmen im Flußbett beiderseits des Dammes. Die Zone (3) wird durch schwere Traktoren verdichtet. Die unterwasserseitige Entnahme senkt das Unterwasser des Kraftwerkes um über 6 m ab. Die beiderseitigen Dammfüße, Zone (4), sind durch eine starke Steinschüttung gesichert. Die oberwasserseitige Böschung des Dammes ist durch eine 90 cm starke Pflasterung gegen Wellenwirkung geschützt, die unterwasserseitige durch eine Steinsetzung von 30 cm Dicke gegen Auswaschung gesichert. Der gesunde Felsen der Zone (4) und der Pflasterungen — 1,9 hm³ — werden aus den Stollenaushebungen und aus den Steinbrüchen gewonnen.

Die höchste Hochwassermenge beträgt an der Staustelle 4530 m³/s. Das entspricht einer Spende von 605 sl/km². Die sechstägige Hochwassermenge beträgt 600 hm³, das sind 155 sl/km². Bei den 67 km² Speicheroberfläche kann das ganze Hochwasser abzüglich 170 m³/s Kraft- und Grundablaßwasser bei 7 m weiterer Stauerhöhung im Hochwasserschutzraum gespeichert werden. Diese Methode erwies sich als billiger als die Errichtung von Überfällen. Das Ablassen dieses Wassers muß in einer genügend kurzen Zeit erfolgen können. Dazu ist ein Ringüberlauf von 6,1 m Φ mit einem schrägen Druckschacht zur Abführung von 680 m³/s vorgesehen. Auf diese Weise erzeugt z. B. das Hochwasser von 1955 mit einem Abfluß durch die Turbinen und den Grundablaß einschließlich des Ringüberlaufs ein Ansteigen des Stauspiegels um 5,2 m und ein Speichern im Hochwasserschutzraum von 388 hm³. Ein zusätzlicher mit Beton verkleideter Umleitungs- und Grundablaßstollen von 2,14 m Φ wurde ebenfalls am linken Ufer errichtet. Er soll zur Reserve beim Arbeiten am Hauptstollen dienen. Das Ende der Bauarbeiten ist im Jahre 1962 zu erwarten. Die Kosten für den Damm betragen rd. 49 Mio. Doll. und für den Clear-Creek-Stollen 37 Mio. Doll. Die Kosten für den Ausbruch des Umleitungsstollens betragen 1,4 Mio. Doll. [Nach Civ. Eng. 27 (1957) S. 60—63].

Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin.

Buchbesprechungen

621.86/.87 + 622.61/.67 (075)

Aumund, Prof. Dr.-Ing. E. h. H.: Hebe- und Förderanlagen. Ein Lehrbuch für Studierende und Ingenieure. In Zusammenarbeit mit F. Mechtold. 4. neubearb. u. erw. Aufl. I, 309 S. Gr. 20 · 27,5 cm. mit 312 Abb., Berlin-Göttingen-Heidelberg: Springer 1958. Gln. 42,— DM.

Bei einem so umfassenden Werk, wie es der Aumund zu seiner Studienzeit nach dem ersten Weltkrieg war, sind die Schwierigkeiten einer Neubearbeitung und Herausgabe nach dem Zusammenbruch im Jahre 1945 nicht zu verkennen, so daß zunächst eine Beschränkung auf nur einen Band verständlich erschien. Inzwischen ist aber über ein Jahrzehnt vergangen. Es ist daher heute die Frage aufzuwerfen, ob es bei der Fülle des Stoffes sinnvoll ist, weiterhin das ganze Gebiet der Förderanlagen erfassen zu wollen, um so mehr als es bei der Vielzahl der Hebe- und Förderanlagen und der Vielzahl der Geräte als ein schwieriges Unterfangen zu bezeichnen ist, für den Fachmann und den Ingenieur-Nachwuchs ein befriedigendes, ein-

bändiges Werk über das Gesamtgebiet der Fördertechnik zur Weiterbildung und zum Studium herauszugeben.

Da inzwischen auf dem Gebiet des Kranbaues eine umfassende, bereits in mehreren Neuauflagen erschienene ausgezeichnete mehrbändige Literatur erschienen ist, wie die „Hebezeuge“ von Hellmut Ernst, möchte ich anregen, eventuell dieses Gebiet der Hebezeuge bei weiteren Auflagen des vorliegenden Werkes zurückzustellen zugunsten anderer in der neueren Literatur nur stiefmütterlich behandelte Gebiete wie Schachtförderanlagen, Aufzüge, gleislose Förderer usw. Auch würde ich es für wertvoll halten, wenn trotz der im Vorwort der jetzigen Auflage hervorgerufenen einleuchtenden Begründung für deren Weglassung, die Vergleiche der Wirtschaftlichkeit der verschiedenen Förderanlagen bei weiteren Neuauflagen wieder aufgenommen werden könnten. Etwaige Abweichungen von Löhnen und Materialkosten wären doch bei Angabe des Zeitpunktes der vergleichenden Untersuchung angenähert durch entsprechende Zuschläge zu erfassen. Auch könnten die wichtigsten Zahlen und Daten in weiteren Auflagen stets wieder auf den neuesten Stand gebracht werden. Das Wertvollste scheint mir doch dabei der Vergleich

zwischen den einzelnen Förderarten zu sein, insbesondere, wenn die Grenzen der Fördermöglichkeiten nach Wegen, Leistungen und Kosten bei jeder wichtigen Bauart von Förderanlagen aufgezeigt werden könnten.

Der Inhalt des Buches ist in erfreulicher Weise weiter ausgebaut worden. Zu Beginn geht der Verfasser ausführlich auf Bunkeranlagen und Verschlüsse ein, ein Gebiet, welches sonst weniger Beachtung findet, aber für den störungsfreien Ablauf von Fördervorgängen, insbesondere kombinierten Anlagen wichtig ist. Gründlich behandelt und dem Stande der Technik angeglichen wurde das Gebiet der Stetigförderer, welches durch gute konstruktive Darstellungen wertvolle Ergänzungen unter Einbeziehung von Wuchtförderern und Vibratoren fand. Den im Abschnitt über Förderbänder angeführten Hochleistungs-Gurtförderbandanlagen mit Stahlseileinlagen in den Bändern müßte bei der raschen Entwicklung dieser Förderer in den letzten Jahren in den USA und in Deutschland künftig weitere Beachtung geschenkt werden.

Die zunehmende Verwendung von Paletten und Behältern beim Güterumschlag wurde in besonderen Abschnitten berücksichtigt.

Andere Gebiete wie die Hebezeuge und Seilbahnen wurden durch einige Erweiterungen mit guten zeichnerischen Darstellungen ergänzt, die jedoch bei der Bedeutung dieser Gebiete der Fördertechnik nicht ausreichen, um den Stand der Technik genügend zu erfassen.

Wenn weiterhin der „Aumund“ denjenigen Hebe- und Förderanlagen besondere Beachtung schenkt, die sonst in der Literatur nur wenig vertreten sind, wird er nicht nur eine bestehende Lücke ausfüllen, sondern auch — wie schon mit dieser Auflage festzustellen ist — in zunehmendem Maße dem Fachmann und dem Ingenieur-Nachwuchs ein unentbehrlicher Ratgeber sein und bleiben.

Prof. Dr.-Ing. H. Overlach, Berlin.

DK 333.93 : 626/627 (022)

Taschenbuch der Wasserwirtschaft. Herausgegeben von H. Press. 1. Auflage. 733 S. Gr. 11 · 17 cm mit 650 Abb. Hamburg: Verlag Wasser und Boden Axel Lindor 1958. Geb. 29,50 DM, für das Ausland 32,50 DM.

Zum Nachschlagen von Einzelheiten war der Wasserwirtschaftler bisher auf die das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens und ihre Grundwissenschaften behandelnden Taschenbücher — z. B. die Hütte, den Förster oder Schleicher — angewiesen, ein ausführlicheres Taschenbuch speziell für die Wasserwirtschaft fehlte bisher. Diese Lücke soll das vom Ordinarius für Wasserbau der Technischen Universität Berlin, Prof. Dr. techn. h. c., Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. Press gemeinsam mit anerkannten, meist in Berlin lebenden Fachkollegen herausgegebene neue Werk ausfüllen. Das Taschenbuch will außer Unterrichtung über die Grundlagen des Wasserbaues die in zahlreichen, den einzelnen Wasserwirtschaftlern nicht immer zugänglichen Abhandlungen und Fachaufsätzen mitgeteilten Erfahrungen und Erkenntnisse vermitteln, aber keineswegs die wertvollen Fachbücher, die angegeben werden, ersetzen. Die zahlreichen Abbildungen, die außer schematischen Darstellungen zum großen Teil auch neuere ausgeführte Beispiele bringen, machen das Taschenbuch für den angestrebten Zweck besonders wertvoll.

Vom Herausgeber selbst bearbeitet wurden die Abschnitte „Wasserhaushalt“ (17 Seiten), die „Wasserwirtschaftliche Rahmenplanung“ (15 S.) und die „Wassermengenwirtschaft“, insbesondere Flußbau, Stauhaltung und Kanalbau, Wehre, Schleusen, Wasserkraftwerke, Deichbau und Küstenschutz (zusammen 140 S.), während er den dem herausgebenden Verlag Wasser und Boden naturgemäß besonders am Herzen liegenden umfangreichen Abschnitt über den landwirtschaftlichen Wasserbau (70 S.) gemeinsam mit Prof. Olberts, Berlin, bearbeitet hat. Von den „Grundlagen der Wasserwirtschaft“ wurden die Abschnitte „Eigenschaften des Wassers“, „Klima und Wasser“, „Gelände und Boden“ und „Gewässer“ (insgesamt 50 S.) vom jahrzehntelangen Leiter des landwirtschaftlichen Wasserbaues im Berliner Ministerium Prof. Dr.-Ing. E. h. Wechmann, Berlin, bearbeitet. Wichtiges theoretisches Rüstzeug wird dem Wasserwirtschaftler in den Abschnitten „Hydraulik“ (Dr.-Ing. Schmidt, 46 S.) und „Vermessung und Karte“ (Prof. Dr.-Ing. Hunger, 39 S.) vermittelt. Ministerial-Dirigent Dr.-Ing. E. h. Schweicher, Hannover, gibt kurze Ausführungen über „das Wasser und seine Verwaltung“. Es folgen dann die sehr ausführlich gehaltenen, von Prof. Gerlach, Berlin, bearbeiteten Abschnitte über die Siedlungswasserwirtschaft, und zwar 70 S. „Wasserversorgung“, 27 S. „Siedlungsentwässerung“ und 40 S. „Ab-

wasserreinigung“. Kürzere Abschnitte berichten dann über den Zusammenhang zwischen „Wasserwirtschaft und Fischerei“, über die „Hygienischen Anforderungen“, „die Biologische Wasserwirtschaft“ und den „Schutz des Bodens gegen die Auswirkungen des Wassers“, wobei besonders die Bedeutung für landwirtschaftliche Kulturen behandelt wird. Zum Schluß der technischen Ausführungen wird auf 50 S. mit zahlreichen Abbildungen über „Maschinen und Geräte für Erd-, Wasser- und Kulturbauarbeiten“ berichtet, was vom praktischen Wasserbauer besonders begrüßt werden dürfte.

Der Wasserbau ist stets weiträumig, seine Anlagen berühren daher stets in besonders großem Umfang privatrechtliche und öffentliche Belange, wodurch zahlreiche schwierige Rechtsfragen aufgeworfen werden, über die der planende Wasserbauingenieur unterrichtet sein muß. Es ist daher besonders begrüßenswert, daß das Taschenbuch auf 15 S. zum Schluß Ausführungen einer der besten Kenner dieser schwierigen Materie Prof. Dr. j. Wüsthof, Berlin, über „das Recht in der Wasserwirtschaft“ bringt.

Alles in allem ein ausgezeichnetes und erschöpfendes Kompendium des vielgestaltigen Gebietes der Wasserwirtschaft, das allen Praktikern, aber auch den Studierenden zur eifrigen Benutzung empfohlen werden kann. Das Buch wurde vom Verlag würdig ausgestattet.

Dr.-Ing. Prüss, Essen.

DK 69.024.4 : 693.5 : 061.3 (482.1) „1957“ (042)

Proceedings of the Second Symposium on Concrete Shell Roof Construction. 332 S. mit 425 Abb. Oslo: Teknisk Ukeblad. 107,— Nkr.

Das vorliegende Buch enthält Vorträge sowie eine Reihe der dem Symposium vorgelegten Originalabhandlungen einschließlich eines ausführlichen Referates der mündlichen Diskussion. In einem Vorwort erfährt man, daß das II. Symposium über Beton-Schalen-Dachkonstruktionen in Oslo in der Zeit vom 1. bis 3. Juli 1957 stattgefunden hat, wobei sich namhafte Vertreter dieses Fachgebietes aus allen Teilen der Welt zusammengefunden hatten. Nachdem bereits im Juli 1952 in London ein erstes Symposium vorausgegangen war, ergab sich abermals Gelegenheit zum internationalen Austausch der Erfahrungen über die letzte Entwicklung auf diesem hochinteressanten Gebiet, der in dem genannten Werk aufgezeichnet worden ist.

Das Buch ist in 4 Hauptkapitel gegliedert, wobei das erste Kapitel eine Beschreibung der jüngsten größeren Schalenkonstruktionen in den USA, Süd-Amerika, der Sowjetunion und Europa enthält. Besonders erwähnenswert ist das bisher größte Schalendach der Welt, das gegenwärtig in Paris seiner Vollendung entgegengeht. Diese Ausstellungshalle der französischen Industrie und Technik überspannt ein gleichseitiges Dreieck mit einer Seitenlänge von 218 m und stützt sich nur in den drei Eckpunkten ab. Ein anderes bemerkenswertes Schalentragwerk einer Industriehalle in Leningrad, das einen Grundriß von 40 × 40 m mit doppelter Krümmung überspannt, wurde vollständig aus Fertigteilen zusammengefügt. Die Großmarkthalle in Hamburg erscheint besonders wegen der bei ihr angewandten Kombination von Druck- und Hängeschalen mit doppelter Krümmung beachtenswert.

Das zweite Kapitel ist der neuesten Entwicklung der Berechnungsmethoden gewidmet. Vlasov, Moskau, gibt in einer längeren Abhandlung eine Übersicht über seine eigenen Arbeiten sowie über diejenigen anderer russischer Wissenschaftler auf dem Gebiet der Schalentheorie. Diese Berechnungsmethoden sind nur sehr vereinzelt in Übersetzung erschienen und daher in der westlichen Welt bisher wenig bekannt. Jenkins, London, berichtet über ein neuartiges generelles Berechnungsverfahren für Zylinderschalen von beliebiger Dicke und wirtlichem Querschnitt, während Czönka, Budapest, ein verhältnismäßig einfaches Berechnungsverfahren für doppelt gekrümmte Schalen über viereckiger Grundrißfläche entwickelt hat. Interpolationstabellen für eine Tonnen- sowie für eine Schale werden von Rabich, Dresden, mitgeteilt. Sie enthalten in Abhängigkeit von der Spannweite nicht nur die M_0 , sondern auch die M_x -Momente der Schale, wodurch aufschlußreiche Vergleichsstudien angestellt werden können. Ferner wird der Nachweis der Knicksicherheit im elastischen Bereich nach Flügge gezeigt, während für das plastische Knicken Ergebnisse einer Untersuchung von Neuber vorgeschlagen werden. Eine Reihe weiterer Beiträge von Parme, Chicago, Tottenham, England, Benito, Madrid, und Zerna, Hannover, befassen sich ebenfalls mit der neuesten Entwicklung und Forschung sowohl für einfach als auch für doppelt gekrümmte Schalen.

Das dritte Kapitel behandelt das Gebiet der Ausführungstechnik, nämlich vorgespannte und vorgefertigte Schalen, und enthält Abhandlungen von Haas, Delft, der Beispiele über die Wirkungsweise der Vorspannung in Schalen sowie für das Zusammenbauen vorgefertigter Schalelemente gibt. Von Dozanoff, Sofia, werden konoidähnliche, aus Fertigteilen zusammengesetzte Shedschalen behandelt, die in Bulgarien ausgeführt worden sind.

Das letzte Kapitel betrifft Modellversuche mit Schalen. Es werden die letzten Ergebnisse von in Holland und Großbritannien durchgeführten Versuchsreihen veröffentlicht. Da die einzelnen Autoren zu den namhaftesten Persönlichkeiten der Welt auf diesem Fachgebiet zählen, gibt das Buch eine vollständige Übersicht über den heutigen Stand der Wissenschaft bezüglich Schalenkonstruktionen in Stahlbeton. Es wendet sich an einen großen Leserkreis von Forschern, Konstrukteuren und Architekten und dürfte eine dauernde Quelle von Anregungen sowie ein Nachschlagewerk für diejenigen sein, die sich mit diesem reizvollen und interessanten Gebiet neuzeitlicher Baukunst befassen.

Dr.-Ing. G. Arnold, Hamburg.

DK 69.003 : .657.478 : 624.13/.15 : 625.14 : 625.7/.8 (022)

Levsen, Oobering. P.: Kalkulation im Baugewerbe. Band 2: Straßen-, Tief- und Eisenbahnoberbau. 5. verbesserte und erweiterte Aufl. 310 S., Gr. 14,8 × 20,8 cm, mit Tafeln und Tabellen. Berlin: Schiele & Schön 1958. Kart. 2,— DM.

Die theoretische Lösung einer Bauaufgabe findet ihren Abschluß in der Ermittlung des Baupreises. Der Baupreis ist die Vergütung für die geforderte Bauleistung, die der Unternehmer im Auftragsfall auf Grund eines Werkvertrages zu erbringen hat. Der Preis soll angemessen, d. h. sowohl für den Auftraggeber als auch für den Auftragnehmer mindestens annehmbar sein. Es liegt in der Natur der Sache, daß der Auftraggeber die Preise möglichst niedrig, der Auftragnehmer möglichst hoch haben will. Das Bemühen um die Feststellung dieses Grenzwertes geht also den Auftraggeber und den Auftragnehmer im gleichen Maße an.

Ein richtiges Urteil über die Angemessenheit eines Baupreises kann nur derjenige abgeben, der die Grundsätze der Baupreisermittlung beherrscht und kalkulieren kann. Warum es schwierig ist, den Preis für eine Bauleistung richtig zu kalkulieren und unter den verschiedenen Angeboten den angemessenen Preis herauszufinden, liegt letztlich daran, daß die Baupreisermittlung eine Vorkalkulation ist. Im Gegensatz zu den Marktpreisen für Waren, die bekanntlich auf exakten Nachkalkulationswerten aufgebaut sind, kann der Baupreis nur eine mehr oder weniger gute Schätzung der Kosten sein, die sich mit den tatsächlich während der Ausführung ergebenden Kosten niemals genau decken wird. Sie wird aber um so genauer ausfallen, je größer die Bauverfahren des Kalkulators sind.

Das von Levsen, einem seit vielen Jahren in der Bau Praxis stehenden Fachmann, herausgebrachte Buch „Kalkulation im Baugewerbe“ liegt jetzt in der fünften, verbesserten und erweiterten Auflage vor. Es ist ein guter Ratgeber bei der Aufstellung einer Kalkulation für Straßen-, Tief- und Eisenbahnoberbauarbeiten und ein willkommener Wegweiser bei dem Aufsuchen des angemessenen Preises. Besonders wertvoll wird das Buch dadurch, daß die Trennung nach Lohn- und Stoffkosten nach allen Seiten Beweglichkeit und Raum für unterschiedliche Preisgebiete läßt und eine weitgehende Anwendungsmöglichkeit gewährleistet. Der Forderung auf eine deutliche und erschöpfende Beschreibung der verlangten Bauleistung im Sinne der VOB ist in der neuen Auflage dadurch Rechnung getragen, daß noch weitere Muster-Leistungsverzeichnisse, nämlich für „Erd- und Pflasterarbeiten sowie für Beton- und Asphaltarbeiten im Gleisbereich der Straßenbahn“ aufgenommen worden sind. Der Verfasser hat weiter in besonde-

ren Kapiteln zur Erleichterung der Kalkulation die technischen Daten der gängigen Baugeräte und Maschinen mit Angabe ihrer Leistungsfähigkeit aufgeführt sowie Werte für Betriebsstoffverbrauch angegeben. Erwünscht wäre hierbei noch die Angabe der Mietsätze, d. h. die monatliche Abschreibung und Verzinsung der Baumaschinen und -geräte, wie sie in der Baugerätekarte 1952 angegeben sind. Diese Gerätekarte ist bekanntlich vom Bundeswirtschaftsministerium überprüft und gemäß Erlass vom 29.10.1952 als brauchbare Grundlage zur Ermittlung der Angemessenheit der Vorhaltekosten bezeichnet.

Das Buch ist nicht nur an die Adresse des Bauunternehmers, sondern ebenso an die Adresse des Ausschreibenden und Auftraggebers gerichtet, nicht zuletzt auch an die jungen Ingenieure, die sich mit Baukalkulationen befassen müssen, ohne sich auf eigene Erfahrungen stützen zu können. Es ist ein willkommenes Hilfsmittel für die Aufstellung einer Kalkulation und wird jedem empfohlen, der sich mit Kalkulationen auf dem Gebiet der Straßen-, Tief- und Eisenbahnoberbauarbeiten zu befassen hat. Mit vollem Recht vermeidet der Verfasser die Angabe sogenannter Richtpreise, die im allgemeinen mehr schaden als nützen. Die Stoffgliederung ist übersichtlich, Druck und Ausstattung recht gut.

Prof. W. Drechsel, München.

Neuerscheinungen

Penew, Ewlogi: TACA Tachymetrische Tafeln für die Rechenmaschine. 24 S. Gr. 17,7 × 25 cm. Hamburg: Hanseatische Verlagsanstalt 1958. Geb. 8,50 DM. Diese Tabelle stellt auf nur wenigen Seiten die tachymetrischen Funktionen in 360°- und 400 g-Teilung bereit. Sie gibt: für Höhenwinkel α die Werte $(100 \cdot \cos^2 \alpha)$ und $(50 \cdot \sin 2\alpha)$; für Zenitwinkel z die Werte $(100 \cdot \sin^2 z)$ und $(50 \cdot \sin 2z)$.

Buchenau, Dr.-Ing. H.: Stahlhochbau, Teil 2. Dreizehnte, neubearbeitete Aufl. VI und 146 S. Gr. 16,5 × 23,5 cm, mit 354 Abb. Stuttgart: B. G. Teubner 1958. Geb. 16,80 DM.

Gässler, Dr. W.: Leitfaden zur Einführung in die Gesetzgebung zur Ordnung des Wasserhaushalts sowie zur Reinhaltung der Luft. Band 1: Wasserhaushaltsgesetz. 92 S. Gr. 14,5 × 21,7 cm. Wiesbaden: Krausskopf-Verlag 1958. Brosch. 7,95 DM.

Vorläufige Richtlinien für die Innenbeleuchtung von öffentlichen Gebäuden. Aufgestellt vom Arbeitskreis Heizungs- u. Maschinenwesen staatlicher u. kommunaler Verwaltungen. Herausg. v. Bundesminister der Finanzen. Bonn 1957. 39 S. DIN A 4. Vertrieb: W. Ernst u. Sohn, Berlin. 1,25 DM.

Schönefeld, Dr.-Ing. H.: Rationalisierung der Maurerarbeiten. Forschungsauftrag des Bundesministers für Wohnungsbau, durchgeführt vom Institut f. Bauforschung, Hannover, unter Leitung von Ob.-Reg.-Rat Dr.-Ing. W. Triebel. IV und 43 Seiten, Gr. DIN A 4, mit 40 Abb. und 8 Zahlentafeln. Berlin: W. Ernst u. Sohn 1957. Brosch. 12,— DM.

Tarifverträge für das Baugewerbe. (Bundesrahmentarifvertrag für das Baugewerbe nebst Anhängen und Zusatztarifverträgen, Tarifverträge über Lohnausgleich und Zusatzversorgung und allgemeine Lohnregelung) — Stand 1. Mai 1958 — 174 S. DIN A 6. Köln-Braunsfeld: Verlagsges. Rudolf Müller 1958. Brosch. 1,60 DM.

Bauleistungsbuch. Textvorlagen für Bauleistungsbeschreibungen. In Verbindung mit dem Deutschen Vergütungsausschuß für Bauleistungen herausgegeben vom Deutschen Architekten- und Ingenieurverband. Zur überarbeiteten VOB sind jetzt erschienen: **Beton- und Stahlbetonarbeiten** DIN 18 331, 1958, 64 Seiten, DIN A 5. Geh. 3,40 DM. **Putz- und Stuckarbeiten** DIN 18 350, 1958, 56 Seiten, DIN A 5. Geh. 3,— DM. Köln-Braunsfeld: Verlagsges. Rudolf Müller.

Jones, F. E.: Investigations of Danish Aggregates at Building Research Station. Progress Report, Serie I, Nr. 1. (Photomech. Schreibmaschinendruck, englisch.) Herausgeg. The Danish National Institute of Building Research and the Academy of Technical Sciences. Committee on Alkali Reactions in Concrete. 62 S., Gr. DIN A 4 mit 38 Buchdruckillustrationen und 6 Fig. Kopenhagen 1958. Brosch. 12,— DKr.

Verschiedenes

Baurat von Marnitz 70 Jahre

Am 2. 11. 1957 feierte Baurat von Marnitz seinen 70. Geburtstag. Von Marnitz ist einer der hervorragendsten Fachleute auf dem Gebiet des Baggerwesens.

Er legte 1913 in Charlottenburg sein Diplomexamen in der Fachrichtung Schiffsmaschinenbau ab und war während des ersten Weltkrieges im Unterseebootbau tätig.

Im Jahre 1924 trat er in die Firma Philipp Holzmann AG. ein und wurde dort bald maschinentechnischer Leiter mehrerer Niederlassungen. Auf Grund seiner außerordentlich fruchtbringenden Tätigkeit erwarb er sich schnell die Anerkennung der Fachwelt und hat heute einen überragenden Ruf als Spezialist im Baggerbau. Neben den vielen Konstruktionen im Naßbaggerwesen brachte er auch bedeutende Fortschritte auf dem Gebiet der Rammen durch den von ihm erstmalig eingeführten

allseitig beweglichen Mäklern und den Storchschnäbeln, mit welchem er das Urbild der heute weitverbreiteten leichten Baukräne aufzeichnete.

Zahlreiche Veröffentlichungen und Vorträge zeugen von seinem umfassenden Wissen auf seinem Spezialgebiet. Es sei



hier nur auf die Neubearbeitung des „Paulmann-Blaum“ im Springer-Verlag verwiesen. Viele Auslandsreisen führten ihn in fast alle Länder Europas und auch nach USA.

Von zahlreichen Ehrungen seien nur die Mitgliedschaft im Deutschen Normenausschuß als Präsidialmitglied und in der Schiffbautechnischen Gesellschaft erwähnt.

Sein lauterer Charakter und hohe Geistigkeit machten ihn zum Freunde weiter Kreise und hervorragender Wirtschaftsführer. Sie alle begegneten von Marnitz in Achtung und Herzlichkeit.

Sein reiches Privatleben, welches er als passionierter Musiktreibender führt, ergänzt seinen Beruf als Ingenieur auf das vorzüglichste. So kommt es auch, daß er dem Beethoven-Haus in Bonn als Patron angehört und ferner auch der Vereinigung der Sternfreunde. Auch auf diesem Gebiet ist er fördernd und anregend spürbar gewesen.

Zu seinem 70. Geburtstag, den er in erstaunlicher Frische beging, trat ein großer Freundeskreis zum Gratulieren an.

Jastram, Hamburg.

50 Jahre Deutscher Ausschuß für Stahlbau

Der Deutsche Ausschuß für Stahlbau (DAST) lud für den 16. Oktober 1958 zu einer Festsitzung nach Berlin ein und übersandte zugleich allen Geladenen eine Festschrift zum Gedenken seiner Gründung im Jahre 1908. Eigentlich kann man allerdings 3 Daten als aufeinanderfolgende Geburtstage im Leben des Ausschusses betrachten: den 11. Januar 1908, an dem der „Ausschuß für Versuche im Eisenbau“ unter Vorsitz von Dr. Seifert (Gesellschaft Harkort, Duisburg) gegründet wurde, den 3. Dezember 1935, an dem aus dem „Ausschuß für Versuche im Eisenbau“, dessen Vorsitz nach Seifert Carstanjen (MAN) und Eggers (Eggers & Co., Hamburg) übernommen hatten, der „Deutsche Ausschuß für Stahlbau“ wurde, in dem unter Vorsitz von Geheimrat Schaper (bis zu dessen Tode 1942) das Gesamtgebiet der Forschung im Stahlbau zugleich mit der Normung und Vorschriftenbearbeitung behandelt wurde, und den 27. April 1948, an dem nach einem unerhörten Zusammenbruch der DAST, jetzt wie bereits 1944 unter Vorsitz von Ministerialrat Ernst (zwischenzeitlich war Vorsitzender Geheimrat Hertwig), sich von neuem zusammenfand, auch jetzt wieder ein deutscher Ausschuß, in dem Fachleute aus West und Ost gemeinsam bis heute arbeiten konnten.

Die verflossenen 50 Jahre waren erfüllt von einer immer umfangreicher und vielseitiger werdenden Arbeit.

An ihrem Anfang standen Versuche über Niete, Nietverbindungen und Stoßdeckungen im Materialprüfungsamt Dahlem, dem Vorgänger der heutigen Bundesanstalt für Materialprüfung, dessen Leiter Martens bereits Gründungsmitglied des Ausschusses für Versuche im Eisenbau war. Die Versuche wurden stetig erweitert, sowohl dadurch, daß andere Materialprüfungsämter herangezogen wurden, wie dadurch, daß bald außer der statischen Festigkeit auch (seit 1927) die Schweißfestigkeit geprüft wurde. Für die darauffolgenden sogenannten „Gemeinschaftsversuche“ wurde 1930 ein 200-t-Pulser aufgestellt, bei dem erstmals auch Versuche mit Wechsellast unternommen werden konnten.

Ein ebenso wichtiges Problem war die Frage der Knickfestigkeit, besonders von gegliederten Druckstäben. Es ist ein Beweis für weitsichtige Erkenntnis der Bedeutung technischer Forschung in den Kreisen des Stahlbaues, daß 1912 die damals größte Prüfmaschine der Welt (3000 t Druck, 1500 t Zug, 25 m Länge) in einer besonderen Halle im MPA Dahlem mit einem Kostenaufwand von 250 000 Mark aufgestellt werden konnte. Die Maschine ermöglichte umfangreiche Arbeiten zur Ermittlung der Knickspannungen.

Vor neue und besonders schwierige Aufgaben sah sich der Stahlbau durch die Einführung der Schweißung gestellt. Ein

vom VDI aus 1931 gegründetes „Kuratorium für Großversuche über dynamische Festigkeit“ stand bereits unter Leitung von Schaper, noch ehe er (1935) den Vorsitz des DAST übernahm. Die mit Unterstützung des DAST vorgenommenen Kuratoriumsversuche gaben Auskunft über Wechsel- und Schweißfestigkeit von geraden und schrägen Stumpfnähten, Stirn- und Flankenkehlnähten. Nach Auflösung des Kuratoriums wurden weitere statische Versuche, Knickversuche, Schrumpfspannungsmessungen, Versuche über Dauerfestigkeit vom Ausschuß für Versuche im Eisenbau selbst begonnen. Daneben folgten Winddruckversuche, Brandversuche, Werkstoffprüfungen an ausgebaute Brücken. Nach seiner Umgründung 1935 führte der DAST Versuche in erhöhtem Umfang weiter.

Die Versuchsarbeiten erhielten einen besonderen Antriebsimpuls durch die 1936 an der Unterführung der Hardenbergstraße am Bahnhof Zoo, 1938 an der Autobahnbrücke bei Rüdersdorf aufgetretenen Risse. Ein Sonderausschuß Rüdersdorf (SR-Ausschuß) widmete sich darauf energisch der Untersuchung des hier sichtbar gewordenen Spröbruchproblems und kam zu Vorschlägen über Stahlauswahl und Spröbruchprüfung, die jedenfalls den deutschen Stahlbau vor weiteren Schäden derart, wie sie später in erstaunlichem Umfang in der Schifffahrt auftraten, bewahrt haben.

Weitere Versuche über Dauerfestigkeit von Nietverbindungen, Leichtfahrbahnen und Beulsicherheiten kamen hinzu.

Nach der Neukonstituierung 1948 hielt der Ausschuß regelmäßig jährlich 2 bis 4 Sitzungen ab, seit 1957 unter Vorsitz von Ministerialrat Lemmerhold. Die Sitzung am 16. Oktober 1958 war die 31. Sitzung, ungerechnet einer Reihe von Sitzungen der Unterausschüsse, die für die Bearbeitung einzelner Sachgebiete gebildet wurden. Die in dieser Zeit behandelten Fragen, für die auch eine Reihe dem DAST selbst nicht angehörig, der Mitarbeiter sich zur Verfügung stellte, können nicht erläutern, sondern nur aufgezählt werden. Es handelte sich um folgende Arbeiten und Probleme:

- Richtlinien für Verbundträger.
- Entwicklung von Leichtfahrbahnen.
- Vorschriften über geschweißte Stahlbauten.
- Neubearbeitung der BE (Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken) der Deutschen Bundesbahn.
- Auswahl und Normung der Stähle für geschweißte Bauwerke.
- Klassifizierung von Stahlbauten zur Beurteilung ihrer Spröbruchsicherheit.

- Dauerfestigkeit und Betriebsfestigkeit.
- Stabilitätsfragen.
- Klemmlänge von Nieten, Nietlochfüllungen.
- Einführung gleitfester Schraubenverbindungen.
- Korrosionsschutz.
- Brandschutz.
- Profilnormung.

Für Versuche über Verbundträger, Spröbruchprüfungen, Dauerfestigkeits- und Stabilitätsfragen, Niet- und Schraubenverbindungen, Brandversuche und Versuche über einige Sonderfragen wurden 1948 bis 1958 insgesamt 560 000 DM ausgegeben, dazu rund 100 000 DM für Veröffentlichungen, um die Ergebnisse neuerer Arbeiten und Versuche der Fachwelt bekannt zu machen.

Auf Grund dieser jahrzehntelangen Arbeit konnte der DAST in seiner Festschrift und Festsitzung einen umfassenden Einblick in die technische und wissenschaftliche Entwicklung des modernen Stahlbaues geben. Die Festschrift bringt nach einer ausführlichen Darstellung der Geschichte des DAST Beiträge von 11 Mitgliedern des Ausschusses. In ihnen sind, angefangen von den Werkstoff- und Spröbruchfragen, über die Beulprobleme von Schalen, Vorschriften und Normen, Dauerfestigkeit und Betriebsfestigkeit, Spannungsmessungen an Brücken, die gesamten Versuche des DAST über Verbundkonstruktionen, die Fließsicherheit von Verbundkonstruktionen, Leichtfahrbahnen bis zu Verbindungsmitteln und zur Verbindungstechnik die neuesten wissenschaftlichen und konstruktiven Fortschritte und Versuchsergebnisse behandelt.

Die Festsitzung selbst brachte nach einem einführenden Vortrag des Vorsitzenden, Ministerialrat Lemmerhold, Begrüßungsansprachen von dem Senator für Bauwesen von Berlin, dem Vorsitzenden des Deutschen Stahlbau-Verbandes, dem Präsidenten der Bundesanstalt für Materialprüfung und Vertretern des österreichischen und schweizerischen Stahlbaues. Danach hielt Prof. Klöppel einen Vortrag über „Stabilitätsproblem von Winkelecken und Rahmen“, in denen er die schwierige Aufgabe einer gleichzeitig einfach verständlichen und wissenschaftlich exakten Darstellung zur größten Befriedigung der Hörer löste und in dem wichtige Ergebnisse des von Prof. Klöppel geleiteten Institutes auf diesem Gebiete erstmalig mitgeteilt wurden. Anschließend brachte Dr. Wolf, der tech-

sche Geschäftsführer des Deutschen Stahlbauverbandes, eine durch zahlreiche Abbildungen unterstützte Beschreibung einer ganzen Reihe verschiedenartigster Stahlbauten aus dem Brückenbau, Hochbau, Rohrleitungs- und Behälterbau und weiteren Spezialgebieten.

Beide sich ergänzenden Vorträge aus Wissenschaft und Praxis gaben der zahlreich versammelten Hörerschaft aus allen Ecken Deutschlands und dem Ausland eine eindrucksvolle Übersicht. Der Deutsche Ausschuß für Stahlbau verdankt diese Erlange seiner Arbeit einer selten glücklichen Organisation, die die Kenntnisse und Fähigkeiten seiner Mitglieder in hohem Maße dienstbar macht. Die entscheidenden Punkte dürften die folgenden sein:

Er umfaßt in je etwa gleicher Zahl die Vertreter der auftraggebenden Behörden, der schaffenden Industrie und der Hochschulen und Materialprüfungsämter in einer sehr geeigneten, nicht zu großen und nicht zu kleinen Gesamtzahl. Die Verbindung mit Auftragnehmern und Auftraggebern ist durch die zusätzliche Führung des Vorsitzes durch den Brückenbauern der Hauptverwaltung der Bundesbahn und die ebenso traditionelle Geschäftsführung durch den Geschäftsführer des Deutschen Stahlbauverbandes gleich eng und ausgleichend. Die maßgebenden Fragen, wie Bewilligung von Mitteln für Versuche und die Auswertung der Versuchsergebnisse für die Zwecke der Praxis — z. B. in Form von Richtlinien — werden im Ausschuß nicht nur beredet, sondern entschieden.

Die Ergebnisse der Arbeit werden durch eigene Veröffentlichungen des DAST rasch und ausführlich bekannt gemacht. Der Ausschuß lehnt es grundsätzlich ab, obgleich seine Mitglieder teilweise Behörden, Ämter und Firmen vertreten, daß die Mitglieder sich durch Mitarbeiter vertreten lassen (was die Veranziehung von außerhalb stehenden Herren zu speziellen Berichten keinesfalls ausschließt). Der Ausschuß sichert damit ein Gefühl persönlicher Verantwortung und persönlicher Mitarbeit.

Es ist daher mit Sicherheit zu erwarten, daß der Deutsche Ausschuß für Stahlbau im zweiten halben Jahrhundert seines Bestehens seine Traditionen zum Nutzen des Stahlbaues fortführen wird — und nicht nur des Stahlbaues allein. Denn von seinen Arbeiten sind viele Anregungen auch für andere Gebiete, z. B. die eisenschaffende Industrie, die Prüfmaschinenindustrie, die Entwicklung der Hochschulinstitute und Materialprüfämter ausgegangen. Für weite Kreise der deutschen Technik und technischen Wissenschaften bedeutet daher die Existenz des Deutschen Ausschusses für Stahlbau eine weitgehende Förderung ihrer Arbeit.

Prof. Dr.-Ing. K. Rühl, Berlin

Zuschrift

zum Aufsatz Andrä, Leonhardt und Krieger: Vereinfachtes Verfahren zur Messung von Momenteinflüssen bei Platten, in vorliegendem Heft, Bauingenieur 33 (1958) S. 407.

Unabhängig von der Leonhardtschen Arbeit sind in meinem Institut (Institut für Massivbau der Techn. Hochschule Darmstadt) ebenfalls die Möglichkeiten der direkten Messung von Platteneinflüssen untersucht worden.

Das voranstehende Problem der selbsttätigen Krümmungsaddition ist in meinem Institut in einfacher Weise so gelöst worden, daß unter das herkömmliche Meßgerät kleine Querbrücken gestellt werden, deren Basislängen $\sqrt{\mu}$ -fach gegenüber der Hauptbasis verzerrt sind, so daß in einem Schnitt der Wert $\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}$ gemessen wird, wenn x die Richtung der Hauptbasis und y die dazu senkrechte Richtung bedeuten (Abb. 1). Zur Erhöhung der Meßgenauigkeit wird bei dem nach diesem Prinzip neu entwickelten Momenten-Meßgerät das Anzeigement nach außen verlagert, das Instrument selbst schließlich durch einen induktiven Wegaufnehmer ersetzt, der von mir



Abb. 1. Krümmungs-Meßgerät, zur Momentenmessung mit Querbrücken versehen.

aus einem Geber der Firma Hottinger entwickelt wurde und in Verbindung mit einem Meßverstärker des gleichen Herstellers Längenänderungen bis minimal 10^{-5} mm anzuzeigen vermag (Abb. 2). Die Konstante des addierenden Meßgerätes ändert sich gegenüber derjenigen des einfachen Gerätes nicht:

$$K = \frac{EI}{1 - \mu^2} \cdot \frac{4f}{l^2}$$

Eine automatische Abtastvorrichtung zur Aufnahme von Einflußflächen in Form von Höhenschichtlinien gemäß beigefüg-

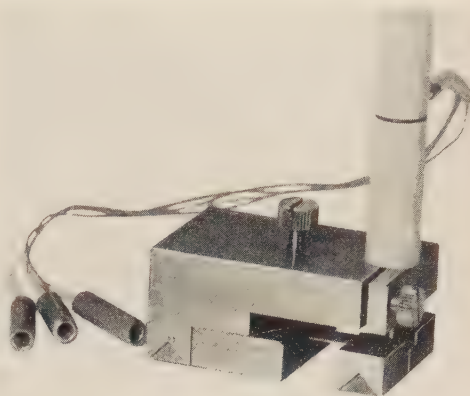


Abb. 2. Momenten-Meßgerät mit induktivem Wegaufnehmer.

ter Übersichtsskizze wird augenblicklich in meiner instituts-eigenen Werkstatt angefertigt. Diese Vorrichtung arbeitet, in kurzen Worten geschildert, in folgender Weise:

Ein elektrisch angetriebener Schienenschlitten bewegt, durch entsprechend ausgelegte Kontakte gesteuert, die Wanderlast in dichtem Raster über die gesamte Platte, unter der sich das Meßgerät befindet. Der Schlitten überstreicht andererseits eine kongruente Abbildung der Modellplatte. Jedesmal, wenn das Zeigergerät „glatte“ Ordinaten anzeigt, z. B. 0,050; 0,100; 0,150 ..., deren zugeordnete Zeigeransläge vorher berechnet werden können, zeichnet ein mit der Wanderlast gekoppelter Elektromagnet einen Punkt in diese Abbildung.

Nach beendetem Abtastvorgang besitzt man somit den fertigen Schichtplan der Einflußfläche. Vorversuche zeigten bereits befriedigende Ergebnisse.

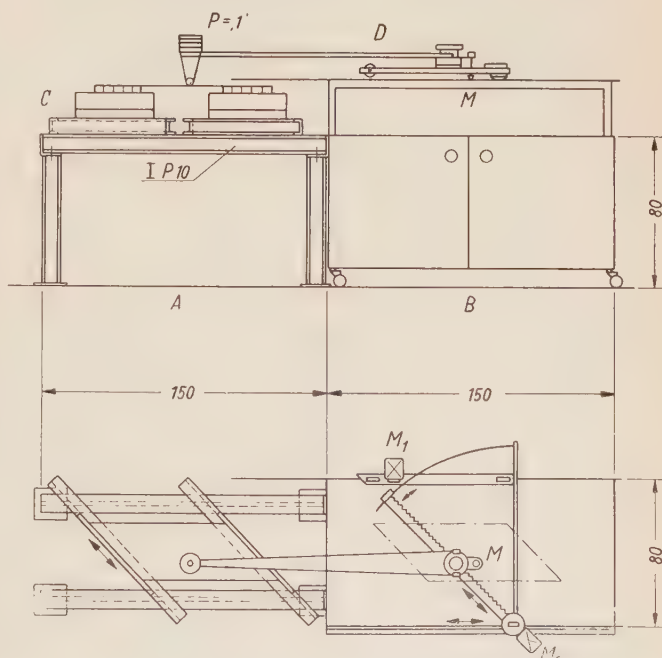


Abb. 3. Abtaster für Modellplatten. Übersicht.

Als Modellwerkstoff habe ich Spiegelglas gewählt, das sich einerseits wegen seiner relativ niedrigen Querdehnung 0,22, zum andern aber auch wegen der geringen Dickenschwankungen als besonders günstig anbietet.

Zu gegebener Zeit werde ich über Meßergebnisse berichten.

Mehmel.

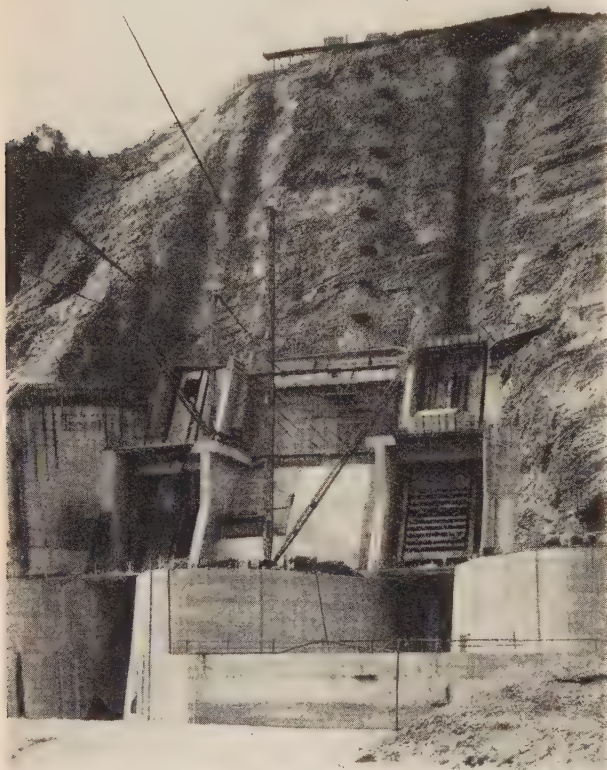
Mitteilungen aus der Industrie

(Ohne Verantwortung der Herausgeber)

In diese Spalte werden kurze Mitteilungen von Bauwirtschaft und Industrie aufgenommen, die sich auf das Arbeitsgebiet der Zeitschrift beziehen. Der Inhalt muß ausgeführte Neuheiten behandeln. Der Umfang der Manuskripte darf, einschl. eines etwaigen Bildes, höchstens 50 Schreibmaschinenzeilen betragen. Für den Inhalt ist der Einsender verantwortlich. Die Auswahl des zu veröffentlichenden Materials behält sich der BAUINGENIEUR vor.

Größtes Tiefschütz

Für das in der Nähe von Gap, in den französischen Alpen, entstehende Kraftwerk *Serre Ponçon* wurden bei *Dingler* zwei Tiefschütze entwickelt, die eine bedeutende Ingenieurleistung auf dem Gebiet des Stahlwasserbaues darstellen. Durch Stauung der Durance (Nebenfluß der Rhône) ist in diesem Projekt ein See von ca. 25 km Länge mit einem Fassungsvermögen von 1200 Mio m³ vorgesehen, an dessen tiefster Stelle, 126 m unter der Wasseroberfläche, die beiden Tiefschütze die Einläufe der zum Kraftwerk führenden Druckstollen verschließen.



Tiefschütz im Kraftwerk *Serre-Ponçon* mit 11 m langem Druckzylinder des hydraulischen Antriebes (*Dinglerwerke Akt.-Ges., Zweibrücken/Rheinpfalz*).

Im geöffneten Zustand werden pro Sekunde 500 m³, in Katastrophenfällen bis zu 1000 m³ Wasser mit Geschwindigkeiten bis zu 130 km/h in die Stollen gedrückt, am Einlauf treten also außerordentlich hohe Kräfte auf; das 7,20 m breite und 11 m hohe Tiefschütz hat einer Belastung von ca. 9000 t standzuhalten. Einer Kraft von max. 540 t bedarf es, um mit dem angehobenen 135 t schweren Verschlußkörper die darunter durchströmenden Wassermassen abzuschneiden und den Einlauf zu verschließen. Dies geschieht durch ölhdraulischen Antrieb, dessen Stahlzylinder eine Länge von 11 m mit Innendurchmesser von 0,62 m hat. Im endgültigen Bauzustand wird der Antrieb, auf der Höhe der Dammkrone, mit dem Tiefschütz durch ein schienengeführtes, 126 m langes Gestänge verbunden sein.

Für das Projekt *Serre Ponçon* wurde eine Bauzeit von 5 Jahren veranschlagt, aber schon 1959 soll das Kraftwerk zu arbeiten beginnen, dessen Jahreskapazität in der Endstufe auf 700 Mio kWh geschätzt wird.

Schutz für Betonböden

Beton- und Zementmörtel werden nach dem Erhärten spröde und Böden, die z. B. durch Befahren einer starken Abnutzung ausgesetzt sind, werden je nach Körnung und Oberflächenbeschaffenheit des Betons oft in sehr bedenklichem Ausmaß in Mitleidenschaft gezogen, wodurch auch, infolge der dauernden Staubbildung, leicht Schäden an Maschinen und gelagertem Material entstehen.

Auch Öl ist ein Feind des ungeschützten Betonbodens, besonders in Maschinenräumen ist es nicht zu vermeiden, daß Öl auf den Betonboden tropft, ihn in kurzer Zeit durchdringt und mürbe macht. Solchen Schäden kann mit der auf Kunststoffbasis aufgebauten Kontaktmasse *Compakta* begegnet werden, die dem Beton nicht nur seine Sprödigkeit nimmt, ihn also elastisch macht, wodurch das lästige Reißen verhindert wird, sondern ihm auch eine Ölfestigkeit gibt.

Compakta gestattet auch das Aufbringen dünnster Estriche und in Papierstärke auslaufende Ausgleichsschichten auf altem wie neuem Beton. *Compakta*-Schichten brauchen nicht nachgenäßt zu werden, sie trocknen deshalb schnell und werden zähhart. Sie vertragen Zusatz von Farbpigmenten oder Holzscheifmehl; dauerhafte Abwasserbesserungen von Rissen, Sprüngen und Löchern mit *Compakta* sind kein Problem.

Baustoff-Chemie, Seebuck/Obb.

DEMAG-Bagger im Untertagebetrieb

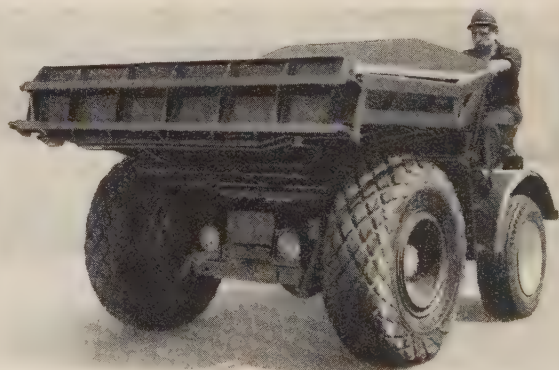
Über einen ungewöhnlichen Bagger-Einsatz im Untertagebetrieb berichtet die *DEMAG G.m.b.H., Düsseldorf-Benrath*. In einem Salpeterminenwerk, wo die Gewinnung in etwa 10 bis 15 m breiten Abbaukammern erfolgt (s. Bild), wurde nach einem allerdings schwierigen Transport durch einen Schacht von etwa 2 x 2 m bis in mehr als 200 m Tiefe der vollhydraulische *DEMAG*-Bagger B 504 in Einsatz gebracht, der sich nicht zuletzt durch seine günstigen Abmessungen und hohen Arbeitsgeschwindigkeiten bestens bewährt.



Gewicht des vorgesprengten Gutes, sowie vor allem die hohe Kraftreserve des Baggers erlauben die Verwendung eines Löffels von 700 l Inhalt an Stelle des üblichen 400-l-Löffels. Die Förderleistung wurde dadurch vergrößert und wird mit etwa 80 bis 100 t stündlich angegeben. Dem Transport dienen schnelllaufende Förderbänder, die über einen Aufgabetrichter beschickt werden.

Autoschütter mit Sandreifen

Um seine Einsatzmöglichkeiten zu erhöhen, hat die Maschinenfabrik *Zettelmeyer, Konz bei Trier*, für ihren A 2-Schütter jetzt eine Sonderausführung mit großvolumigen Niederdruckreifen geschaffen. Durch diese Bereifung (s. Bild) werden die spezifischen Bodendrücke



erheblich herabgesetzt, so daß in lockeren und druckempfindlichen Böden, wie sie z. B. in Sand- und Kieswerken anzutreffen sind, bessere Einsatzmöglichkeiten geboten werden.

Gegenüber der Normalausführung, die bekanntlich auf der Treibachse 12,00—20 EM mit 3,5 atü und auf der Lenkachse 6,50—20 A mit 3,25 atü aufweist, hat dieser Schütter 14,00—20 AWT mit 1,8 atü auf der Treib- und 10,00—18 mit 2,8 atü auf der Lenkachse. Für die Sonderbereifung können die Felgen der Normalausführung ohne weiteres verwendet werden, die notwendigen Änderungen sind aber nicht schwerwiegend. Die Ausrüstung mit verschiedenen Spezialmulden bleibt die gleiche wie bei der Normalausführung und der Kippvorgang funktioniert auch bei der Sonderbereifung einwandfrei in der gewohnten Weise.

Umschau

Direktor Wilhelm Garbe 65 Jahre alt

Direktor *Wilhelm Garbe*, Vorstandsmitglied der Continental Gummi-Werke Aktiengesellschaft Hannover, wurde am 27. Oktober 65 Jahre alt. Der gebürtige Hannoveraner, der nach Absolvierung der kaufmännischen Lehre zur Vervollständigung seiner Ausbildung für zwei Jahre nach Amerika ging, trat 1912 bei der Continental als Einkaufssachbearbeiter ein. Im Jahre 1933 erhielt er Handlungsvollmacht und 1938 Prokura. 1951 wurde er in den Vorstand berufen, dem er seit 1952 als ordentliches Mitglied angehört.

Schon bald nach dem ersten Weltkrieg wurde Direktor *Garbe* mit Sonderaufgaben verschiedener Art betraut, wie die Reorganisation des Lagerwesens für Rohstoffe und Halbfabrikate, die Überprüfung des Kostenwesens, die zu einer grundsätzlichen Umstellung der Kostenrechnung und Kalkulation führte. Hieraus erwuchs ihm dann die Aufgabe, das Planwesen für die gesamte Fabrik zu übernehmen und weiter auszubauen, was zu einer wesentlichen Einflußnahme auf den Fabrikationsablauf und den Ausbau der Fabrikationsanlagen führte.

Auch zahlreiche Gremien und Organisationen wissen die Tatkraft und die Erfahrungen von Direktor *Garbe* zu schätzen, wobei im Vordergrund dieser vielfältigen Aufgaben die beiden Hauptthemen stehen: das fruchtbare Gespräch zwischen Unternehmer- und Arbeitnehmerseite zur Vertiefung des gegenseitigen Verstehens und die Förderung des Nachwuchses durch Aufgeschlossenheit für die vielfältigen Probleme der Jugendberziehung und -betreuung.

Direktor Christian Kaufmann

Am 12. 9. d. J. auf eine 25jährige Tätigkeit bei der *J. Pohl* Aktiengesellschaft, Köln-Zollstock, dem weltbekannten Unternehmen für den Bau von Drahtseilbahnen, Förder- und Verladeanlagen und Stahlbauten, zurückblicken. Am 12. April 1900 in Köln geboren, begann er nach dem Besuch des Aposteln-Gymnasiums zu Köln im Jahre 1916 seinen beruflichen Lebensweg als Praktikant bei *Pohl*. Nach Ablegung seines Staatsexamens an der Staatlichen Ingenieurschule Köln war zunächst 4 Jahre als Seilbahningenieur bei *Pohl* tätig.

Seine ersten Auslandskenntnisse und -erfahrungen konnte er während einer mehrjährigen Tätigkeit bei einer bedeutenden italienischen Seilbahnfirma sammeln. Nach Deutschland zurückgekehrt, trat er in ein Münchener Ingenieurbüro ein und wurde dort u. a. mit der Montage der Nebelhornbahn in Oberstdorf und der Zugspitzbahn in Garmisch-Partenkirchen betraut.

Durch seine sechsjährige Tätigkeit als Oberingenieur in Moskau und Leningrad gewann er insbesondere auf seinen Reisen, die ihn in alle Industriezentren Rußlands führten, umfassende Einblicke in die russische Wirtschaft.

Wieder in Deutschland, stellte er seine vielseitigen Auslandserfahrungen, verbunden mit seinen vorzüglichen Sprachkenntnissen, der *J. Pohl* Aktiengesellschaft als Projektingenieur zur Verfügung. Erfolgreiche Geschäftsreisen führten ihn sowohl in die Staaten Südosteuropas und des vorderen Orients als auch in die südamerikanischen Länder. Nach dem Kriege war Direktor *Kaufmann* einer der ersten Deutschen, die in die Türkei reisten, um unterbrochene Geschäftsverbindungen wieder anzuknüpfen, was zu einer schnellen Wiederaufnahme des umfangreichen *Pohl*-Exports nach der Türkei führte.

Im Jahre 1951 wurde Herr *Kaufmann* als technisches Vorstandsmitglied der *J. Pohl* Aktiengesellschaft bestellt. Neben seinem erfolgreichen Wirken für das Unternehmen stellt er seine vielseitigen Kenntnisse und Erfahrungen als Vertreter der Wirtschaft in den Dienst von Organisationen und Verbänden. So ist er als Vorstandsmitglied des Arbeitgeberverbandes der Metallindustrie für den Reg.-bez. Köln und der Fachgemeinschaft Hebezeuge und Fördermittel des Vereins Deutscher Maschinenbauanstalten (VDMA), sowie als Mitglied der Export- und Außenhandelsausschüsse dieses Wirtschaftsverbandes, der Fachgruppe Förderwesen des Vereins Deutscher Ingenieure (VDI) und des Beirats der Gesellschaft für technisch-wissenschaftliche Fortbildung Köln tätig.

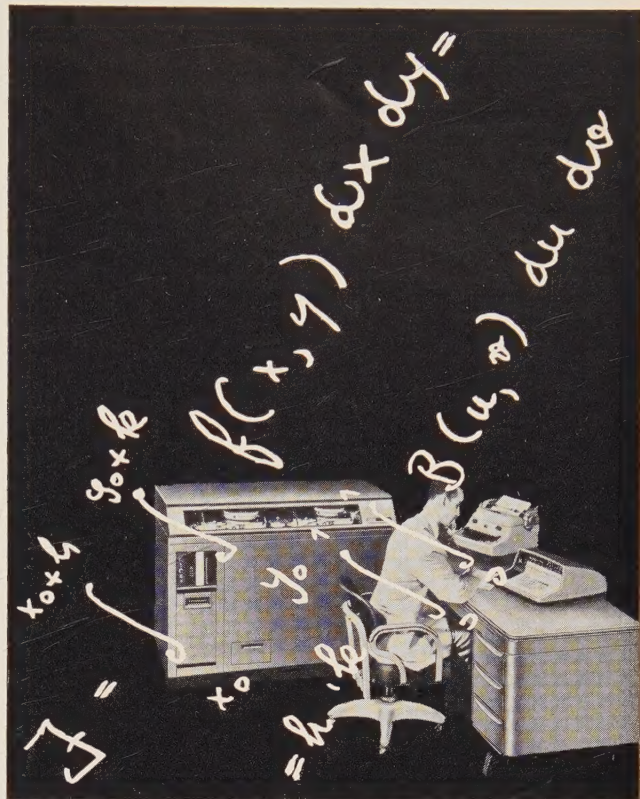
Lauchhammer G. m. b. H.

Die Lauchhammer Maschinenbau und Stahlbau-G.m.b.H., Düsseldorf-Benrath, teilt mit, daß Herr Direktor *Karl Sandgänger* aus der Geschäftsführung ausgeschieden ist. In die Geschäftsführung der Gesellschaft wurden neu berufen: die Herren Direktor Dr.-Ing. *Karl Ritzsche* und Direktor Dr. *Günther Pfeiffer*.

Rhein-Main-Donau AG

Am Main oberhalb von Kitzingen wurde kürzlich das Kraftwerk Mittelbach in Betrieb gesetzt, das 25. von insgesamt 28 Wasserkraftwerken, die die Rhein-Main-Donau AG., München, im Zusammenhang mit dem Ausbau des Mains zur Großschiffahrtsstraße zwischen Schaffenburg und Bamberg errichtet. Das Werk ist mit 2 Kaplanrbinen sowie 2 Drehstromgeneratoren ausgerüstet und hat eine Isbauleistung von 4200 kW. Die mittlere Jahreserzeugung beträgt 1.331 Mill. kWh.

Damit steigt die Jahreserzeugung der RMD-Mainkraftwerke auf 429 Mill. kWh. Insgesamt erzielt die Rhein-Main-Donau AG. aus ihren Kraftwerken einschließlich des Anteils am Grenzkraftwerk Hohenstein jetzt durchschnittlich 1331 Mill. kWh im Jahr.



Direkt am Arbeitsplatz

können Techniker und Wissenschaftler jetzt einfache und komplizierte Berechnungen elektronisch schnell durchführen.

Das kaum schreibtischgroße Rechenggerät IBM 610 – der Elektronenrechner mit Kommaautomatik – ist mit Einrichtungen versehen, wie sie sonst nur Großrechenanlagen besitzen. 5- und 8-Kanal-Lochstreifen dienen der automatischen Programmsteuerung und Datenverarbeitung. Magnettrommelspeicher, Bildschirm für Registeranzeige, Kommaautomatik, Quadratwurzeloperation und andere automatische Rechenoperationen, ferner selbständige Rechenkontrollen und eine elektrische Schnellschreibmaschine sind einige hervorragende Einrichtungen dieser kleinen elektronischen Rechenanlage.

Die große Anpassungsfähigkeit der IBM 610, die leichte Programmerstellung und die vollautomatische Arbeitsweise ermöglichen schnelle und sichere Durchführung der verschiedenartigsten Arbeiten. Einige Anwendungsmöglichkeiten: Matrizenrechnung – Lösung linearer Gleichungssysteme – Formelauswertungen – Differentialgleichungen – Probleme der Statik und Thermodynamik – Versuchsanalyse – mathematische Statistik.

IBM-Spezialisten beraten Sie gern in allen Einzelfragen.
IBM-Geschäftsstellen finden Sie in allen größeren Städten.

IBM

**ELEKTRONISCHE
RECHENGERÄTE**

IBM DEUTSCHLAND, Internationale Büro-Maschinen Gesellschaft mbH., Hauptverwaltung Sindelfingen bei Stuttgart.

BAUTENSCHUTZ
DEITERMANN
CHEMISCHE WERKE DATTELN
Ruf: 21 87

Bauen bei jeder Kälte mit

FRIGIDOL
FROSTSCHUTZMITTEL

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlpundwände

in den Fabrikaten „Dortmunder - Union 3“
und „Hoesch 3“ in den Längen von 3 bis 8 m
laufend und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE oHG., Rastatt-Hügelsheim/Baden
Fernsprecher: Iffezheim 277

Nichtstaubende, abriebfeste Betonböden

alte und neue, mit „Compakta“. Prospekt N 1 d.
Baustoff-Chemie, Seebruck/Oberbay.

STELLENANGEBOTE

Zwei Dipl.-Ing. (Statiker)

für größeres Bauingenieur-Büro in Dauerstellung gesucht. Neu-
bauwohnung vorhanden. Bewerbungsunterlagen mit Gehaltsan-
sprüchen an

Dr.-Ing. Kunze

Braunschweig, Wendentorwall 21

Im Wasserbau (Entwurf und Bauleitung)

erfahrene Bau-Ingenieure (HTL)

für interessante Tätigkeiten bei den Ausbauarbeiten
am Hochrhein und Oberrhein gesucht.

Wasser- und Schifffahrtsdirektion Freiburg i. Br.,
Eisenbahnstraße 41.



FRIED. KRUPP

sucht zum sofortigen Eintritt

Diplom-Ingenieure

der Fachrichtung Bauingenieurwesen als Statiker für
die Stahlbau-Abteilungen.

Bewerbungen mit Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnisab-
schriften, Angabe der Gehaltsansprüche und des
frühesten Eintrittstermins erbeten an die Personal-
abteilung der Firma **Fried. Krupp Maschinen- und
Stahlbau Rheinhausen, Rheinhausen.**



FRIED. KRUPP

sucht

Tiefbauingenieur (HTL)

mit Erfahrungen im modernen Straßenbau, städti-
scher und Hauskanalisation, für Planarbeiten, Aus-
schreibung, Vergabe und Überwachung;

Bauingenieur (HTL)

mit Erfahrungen im Stahlbau bzw. Stahlbetonbau,
für Planung, Ausschreibung, Vergabe und Über-
wachung.

Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf,
Lichtbild, Zeugnisabschriften, Angabe der Gehalts-
ansprüche und des frühesten Eintrittstermins bitten
wir zu richten an **Fried. Krupp Industriebau, Per-
sonalabteilung, Essen, Altendorfer Straße 100 a.**

Die **Hüttenwerk Rheinhausen Aktiengesellschaft**
sucht zum baldmöglichen Eintritt einen

jungen Diplom-Ingenieur des Bauingenieurwesens

(Fachrichtung konstruktiver Ingenieurbau)

mit besonderen Kenntnissen auf dem Gebiet der
Spannbetonweise und Neigung zum wissenschaft-
lichen Arbeiten. Der Bewerber soll in unserer Ver-
suchsanstalt Sonderaufgaben im Zusammenhang
mit Bewehrungsstählen und Fragen des Zusammen-
wirkens von Beton und Stahl bearbeiten.

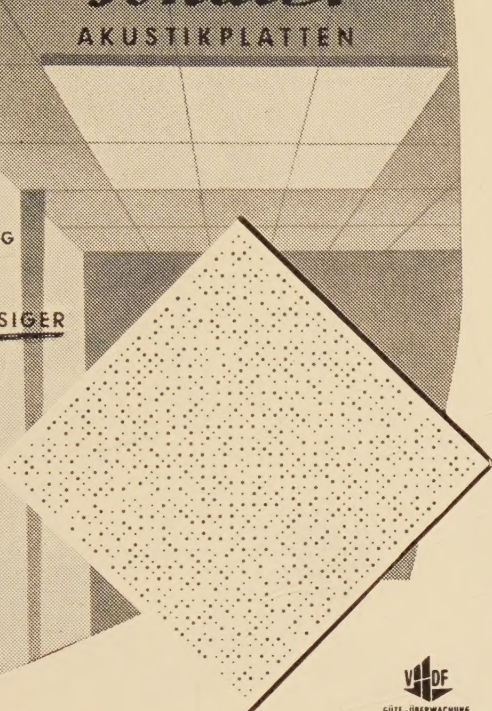
Ausführliche Bewerbungen mit Lichtbild, hand-
geschriebenem Lebenslauf und Zeugnisabschriften
bitten wir unter Angabe der Gehaltsansprüche und
des frühesten Eintrittstermins zu richten an die

Personalabteilung für Angestellte der
Hüttenwerk Rheinhausen A.G. in Rheinhausen



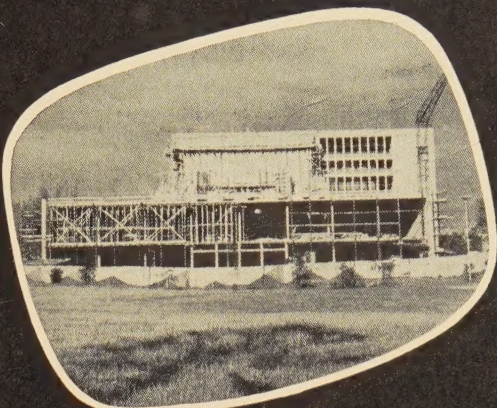
Tonatex
AKUSTIKPLATTEN

ZUR
RAUM-
GESTALTUNG
MIT
UNREGELMÄSSIGER
LOCHUNG



VDF
GÜTE-ÜBERWACHUNG
DIN 48750

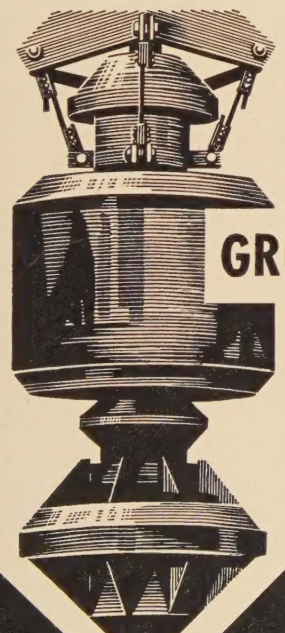
HOLZHÄUER · ATEX-WERKE KG · ELSENTAL-GRAFENAU



***PROLAN-BAUTEN** stellen sich vor . . .
. . . hier Stadttheater — Kassel

***PROLAN** ist der bekannte
Betonverflüssiger, der überall
dort Verwendung findet,
wo guter Beton verlangt
wird.
BV — auch für Spannbeton zugelassen.

HANS HAUENSCHILD & CO. HAMBURG-WANDSBEK



GRÜNDUNGEN

JOHANNKELLER
G.M.B.H.
FRANKFURT AM MAIN

Streckmetall

für Gitter und Beläge
für Bauzwecke
als Putzträger und Betoneinlage



SCHÜCHTERMANN & KREMER-BAUM
Aktiengesellschaft für Aufbereitung
DORTMUND · Telefon Sa.-Nr. 30651

**AUTOGEN-Schweiß-, Schneid-
und Lötwerkzeuge**



Fachberatung
unverbindlich

- Schweißpulver „Homogenit“
- Druckminderer
- Armaturen für alle Gasarten

F. X. STÖHR
Autogen- u. Armaturenwerk Augsburg · Provinstr. 22

Unerreicht vielseitig

INTERNATIONAL

DROTT

4 in 1

PLANIERSCHILD



LADESCHAUFEL



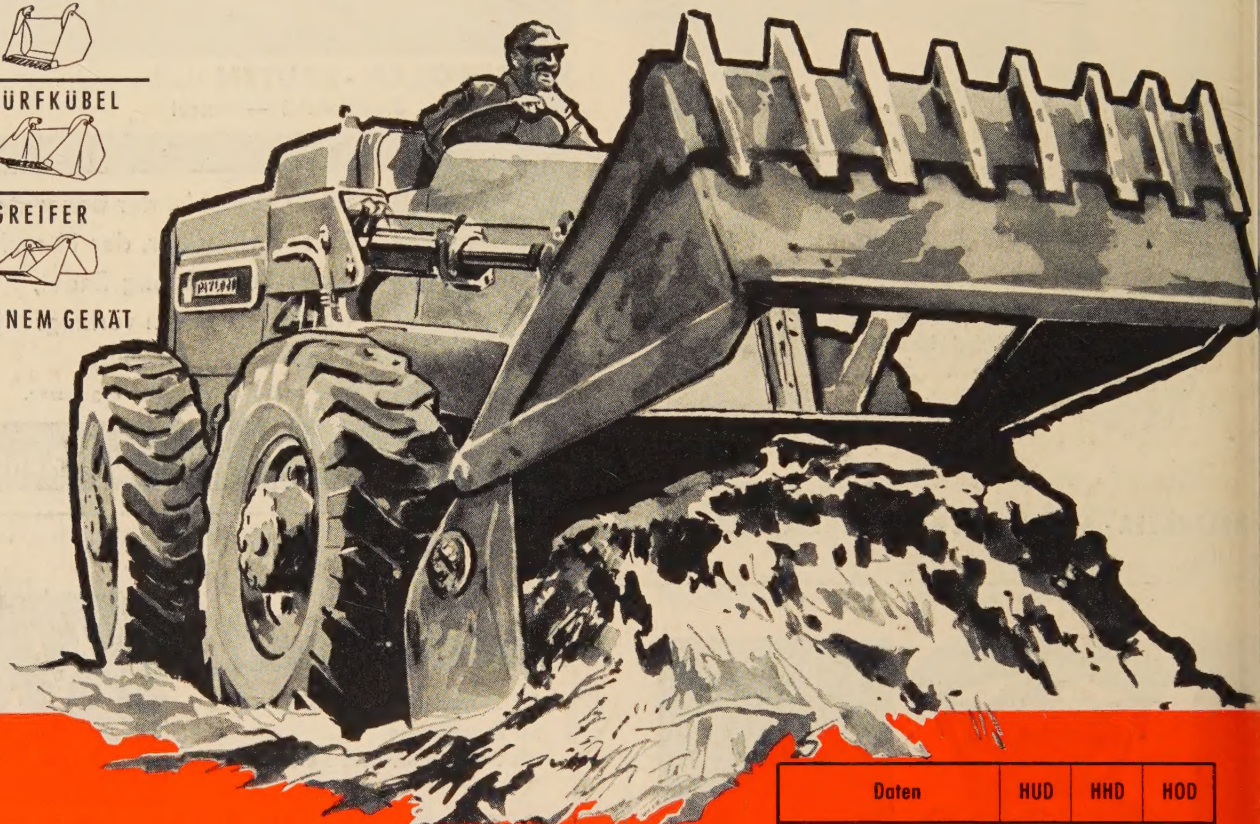
SCHÜRFKÜBEL



GREIFER



IN EINEM GERÄT



Planierschild – Ladeschaufel – Schürfkübel – Greifer = 4 vollwertige Arbeitsgeräte vereinigt die Universalschaufel „DROTT 4 in 1“ in sich. Mit den Anschaffungskosten für nur **eine** Maschine und dem Lohn für nur **einen** Fahrer verfügt der Unternehmer über **vier** verschiedene Geräte, die er wahlweise jederzeit einsetzen kann. In Sekundenschnelle übernimmt die „DROTT 4 in 1“ die verschiedenartigsten Aufgaben. Dazu hat dieses Gerät sämtliche konstruktiven Vorzüge des PAY-LOADERS: vollautomatisches Schnellschaltgetriebe, die gewaltige Reißkraft und den 40° Rückkippwinkel in der Tieflage.

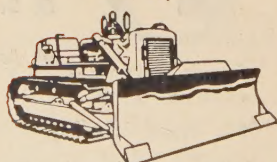
Die Universalschaufel „DROTT 4 in 1“ ist auch für INTERNATIONAL Raupenschlepper lieferbar.

Daten		HUD	HHD	HOD
Schaufelgrößen	m ³	0,8	1,1	1,7
Reißkraft	kg	5900	7260	9530
Schütthöhe	max. m	2,9	3,3	3,6
Motorleistung	PS	85	93	124
Betriebsgewicht	t	6,4	7,5	10,7

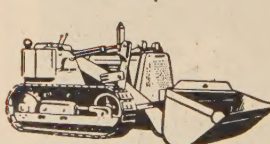
VERLANGEN SIE BITTE UNVERBINDLICH DEN PROSPEKT „DROTT 4 IN 1“!



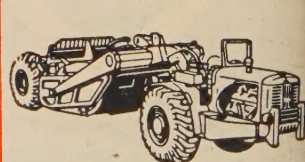
Planierraupen



Laderaupen



Schürfkübel



INTERNATIONAL HARVESTER COMPANY M.B.H. · Neuß am Rhein

Tel.: Neuß 883
F.-S.: 08 517 82

Technische Beratung • Kundendienst • Zentralersatzteillager